

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE PEDONAL EM SANTO TIRSO

JORGE AUGUSTO RODRIGUES MOREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Carlos Manuel Ramos Moutinho

Coorientador: Professor Doutor Álvaro Alberto de Matos Ferreira da
Cunha

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha Mãe e à memória do meu Pai

Construímos muitos muros e poucas pontes.
Isaac Newton

AGRADECIMENTOS

Finalizando esta importante etapa, gostaria de agradecer às pessoas que estiveram ligados à execução deste trabalho e à totalidade do meu percurso académico que em breve finalizo. Deste modo deixo aqui um especial agradecimento:

- Ao Professor Carlos Moutinho, por ter tornado possível a execução deste trabalho, pela sua infinita disponibilidade e dedicação, transmitindo conhecimento de uma forma contínua conduziu a bom porto este estudo. A sua simpatia acompanhada pela exigência trará benefícios para a minha vida profissional que agora se iniciará.
- Ao Professor Álvaro Cunha por ter disponibilizado toda a documentação e ficheiros do sistema de aquisição, indispensáveis à realização deste trabalho.
- À minha mãe e à minha irmã porque tornaram possível a minha chegada aqui, fazendo tudo para que os meus sucessos fossem alcançados, partilhando todo o carinho e apoio aliados a uma paciência ilimitada e que de outra forma não teria sido possível.
- À Rita, que me acompanhou nesta caminhada académica desde o início, partilhando todos os bons e maus momentos transmitindo-me sempre a força e confiança necessária para continuar. A motivação e ânimo para a realização deste trabalho foram muito importantes.
- Aos meus avós e padrinhos que sempre estiveram do meu lado, ao longo dos últimos 25 anos com uma presença inigualável.
- Aos meus amigos, em geral, que me acompanharam durante o meu percurso na faculdade que em cada momento tiveram a sua importância na minha caminhada.
- Ao Miguel Pinto, da Neonmax, pela importância que teve na pessoa que sou hoje. A sua amizade, valores e objetivos são algo que levarei para a vida e de uma forma indireta levaram a que chegasse a esta meta.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo a análise da influência da temperatura no comportamento dinâmico da Ponte Pedonal da Rabada em Santo Tirso, com especial foco sobre as vibrações induzidas pela passagem de peões em corrida. A ponte em estudo está munida de um sistema de controlo passivo, amortecedores de massas sintonizadas (TMDs) com a função de atenuar as vibrações induzidas pela ação pedonal.

O trabalho inicia-se com a caracterização da ação pedonal, no que diz respeito às funções de carga que a caracteriza, seguido de uma apresentação de dois documentos técnicos, o SÉTRA e o SYMPEX, que têm a finalidade de avaliar as acelerações ao nível do tabuleiro de modo a garantir níveis de conforto aceitáveis aos utilizadores.

Posteriormente é feita uma introdução aos amortecedores de massas sintonizadas (TMDs), onde é designada a sua aplicação e método de dimensionamento que serve como base à apresentação do caso de estudo da Ponte Pedonal. Após isto, é feita a introdução à Ponte Pedonal de Santo Tirso caracterizando as suas propriedades geométricas, mecânicas e dinâmicas.

De seguida foram dimensionados e calibrados dois modelos teóricos representativos dos TMDs instalados na Ponte de modo a ser possível a análise do dimensionamento teórico com o experimentado na realidade.

Concluindo, com base nos resultados experimentais realizados pelo Laboratório de Vibrações e Monitorização de Estruturas da FEUP (ViBEST) e através dos dados recolhidos pelo sistema de monitorização instalado na ponte pedonal, é feita uma avaliação da perda eficiência que os TMDs demonstram face à influência da temperatura, uma vez que ficou neste trabalho concluído que as variações da temperatura têm influência direta na variação das frequências naturais da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Ponte pedonal, controlo de vibrações, TMDs, Identificação de parâmetros modais em estruturas, Efeitos das variações da temperatura.

ABSTRACT

This work aims to analyze the influence of the temperature on the dynamic behavior of a pedestrian Bridge in Santo Tirso (Portugal), with special focus on the vibration induced by pedestrians in running activities. The bridge in study includes a passive control system, known as Tuned Mass Dampers (TMD), to mitigate vibrations induced by pedestrian's actions.

The document starts with the characterization of the pedestrian action regarding its loading functions, followed by the presentation of two technical documents, SÉTRA and SYNPEX, which are intended to evaluate the acceleration levels that guarantees acceptable comfort levels for users.

Furthermore, an introduction to the TMDs is presented, their utility is described and their design methods are studied in the context of the present footbridge. Then, an introduction about the Santo Tirso's pedestrian bridge is made, regarding its geometrical, mechanical and dynamic properties.

Then, two theoretical models of TMDs were scaled and calibrated in order to analyze the theoretical design with actual data.

In conclusion, based on experimental results conducted by ViBEST and throughout data collected by the monitoring system installed on the pedestrian bridge, an evaluation of the efficiency loss that TMDs experience on the influence of temperature is made, once it was proven that variations of temperature have a direct influence on the variation of the natural frequencies of the structure.

KEYWORDS: Pedestrian bridge, Vibration control, TMDs, Modal parameters identification in structures, Temperature effects.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA	1
1.2. OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	2
2. ESTADO DA ARTE	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. A AÇÃO DOS PEÕES	3
2.2.1. CARACTERIZAÇÃO DA AÇÃO DOS PEÕES	3
2.2.2. MODELAÇÃO DA AÇÃO DE PEÕES INDIVIDUAIS	7
2.3. LIMITES DE SEGURANÇA EM PONTES PEDONAIS	8
2.3.1. SÉTRA VS SYMPLEX (HIVOSS)	9
2.4. AÇÃO DINÂMICA EM PONTES PEDONAIS	16
2.4.1. METODOLOGIA DA SOBREPOSIÇÃO MODAL	16
2.4.2. TEORIA DE ESPAÇO DE ESTADO	17
3. AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS - TMDs	20
3.2.1. APLICAÇÃO DE UM TMD	20
3.2.2. PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO DE UM TMD	26
3.2.3. UTILIZAÇÃO DE VÁRIOS TMDs NUMA SÓ ESTRUTURA E TMDs EQUIVALENTES	27
3.3. EXEMPLOS DE DIFERENTES AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS	27
3.3.1. AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADA TRANSLACIONAIS	27
3.3.2. AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADA DO TIPO PÊNDULO	28
3.4. EXEMPLOS DE PONTES PEDONAIS COM TMDs	30

4. A PONTE PEDONAL DA RABADA EM SANTO TIRSO	33
4.1. INTRODUÇÃO	33
4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E MECÂNICA DA PONTE	34
4.2.1. GEOMETRIA	34
4.2.2. FUNDAÇÕES	38
4.2.2. MATERIAIS	39
4.3. PROPRIEDADES DINÂMICAS DA PONTE PEDONAL	39
4.3.1. METODOLOGIA	39
4.3.2. MODELO NUMÉRICO DO PROJETO	39
4.3.3. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL	41
5. TMDs DA PONTE PEDONAL EM SANTO TIRSO	49
5.1. INTRODUÇÃO	49
5.2. CARACTERIZAÇÃO DOS TMDs INSTALADOS	49
5.3. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO	51
5.4. CALIBRAÇÃO DO MODELO TEÓRICO DOS TMDs	52
5.4.1. CALIBRAÇÃO DO MODELO TEÓRICO DO 1º MODO DE VIBRAÇÃO	52
5.4.2. CALIBRAÇÃO DO MODELO TEÓRICO DO 3º MODO DE VIBRAÇÃO	55
5.5. COMPORTAMENTO DOS TMDs FACE À VARIAÇÃO DA FREQUÊNCIA NATURAL	58
5.5.1. QUANTIFICAÇÃO DA PERDA DE EFICIÊNCIA DO TMD	59
5.5.2. PERDA DE EFICIÊNCIA VARIANDO A FREQUÊNCIA NATURAL DA ESTRUTURA	60
6. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE PEDONAL EM SANTO TIRSO	61
6.1. INTRODUÇÃO	61
6.2. VARIAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS DA ESTRUTURA AO LONGO DO TEMPO	61
6.3. ANÁLISE DO MOMENTO EM QUE OS TMDs SÃO ACIONADOS	63
6.4. ANÁLISE DE DADOS RECOLHIDOS NA PONTE PEDONAL DA RABADA	64
6.4.1. METODOLOGIA	64
6.4.2. ANÁLISE DE DADOS DO INVERNO DE 2013	69
6.4.3. ANÁLISE DE DADOS DO VERÃO DE 2013	72
6.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	74

7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	77
7.1. CONCLUSÕES	77
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	79
 BIBLIOGRAFIA	 81
 ANEXOS	 83

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Função de carga de um passo em caminhada na direção vertical, lateral e longitudinal [2] .	4
Fig. 2.2 – Relação entre a frequência de passada e outros parâmetros, de acordo com Wheeler [3]...	5
Fig. 2.3 – Funções de carga de um peão para várias frequências de passada - Wheeler [3]	5
Fig. 2.4 – Funções da densidade de probabilidade da frequência da passada de acordo com o SYNPEX	6
Fig. 2.5 – Função de carga vertical em corrida de acordo com Bachmann, para $G=700N$ e $f_p=3,0Hz$..	7
Fig. 2.6 – Ábaco para determinação dos coeficientes de Fourier dos quatro primeiros harmónicos da função de carga em corrida [4]	8
Fig. 2.7 – Metodologia de avaliação dinâmica do Sétra [2]	14
Fig. 2.8 – Metodologia de avaliação dinâmica do SYNPEX [2]	15
Fig. 3.1 – Esquema de funcionamento de um amortecedor de massa sintonizada (TMD) [1]	19
Fig. 3.2 – TMD ponte Santo Tirso antes da sintonia [2]	20
Fig. 3.3 – TMD ponte Santo Tirso após sintonia [2]	20
Fig. 3.4 – Modelo do funcionamento teórico de um TMD [1]	21
Fig. 3.5 – Amplitude do movimento da massa principal (caso 1)	22
Fig. 3.6 – Amplitude do movimento da massa principal (caso 2)	23
Fig. 3.7 – Modelo do funcionamento teórico de um TMD (estrutura com amortecimento) [1]	24
Fig. 3.8 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal	24
Fig. 3.9 – Curvas para determinação do valor ótimo de q	25
Fig. 3.10 – Curvas para determinação do valor ótimo de ξ_2	25
Fig. 3.11 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento relativo entre a massa principal e a massa adicional	26
Fig. 3.12 – Modelo esquemático de um amortecedor de massa sintonizada translacional	28
Fig. 3.13 – Amortecedor de massas sintonizadas translacional aplicado na Torre Huis Ten Bosch em Nagasaki	28
Fig. 3.14 – Esquema de um amortecedor de massa sintonizada do tipo pêndulo simples	29
Fig. 3.15 – Amortecedor de massa sintonizada tipo pêndulo na torre Taipei 101 em Taiwan	29
Fig. 3.16 – Localização do amortecedor de massa sintonizada do tipo pêndulo na Torre Taipei 101 em Taiwan	30
Fig. 3.17 – Localização dos TMDs na ponte pedonal Pedro e Inês em Coimbra	30
Fig. 3.18 – Vista geral da ponte pedonal Pedro e Inês em Coimbra	31
Fig. 3.19 – Vista geral da ponte pedonal da FEUP	31
Fig. 4.1 – Vista aérea do Parque da Rabada, Santo Tirso	33

Fig. 4.2 – Alçado da ponte pedonal [3]	34
Fig. 4.3 – Planta da ponte pedonal [3].....	34
Fig. 4.4 – Visão geral da ponte pedonal de Santo Tirso.....	35
Fig. 4.5 – Ligação das rótulas dos arcos ao encontro do betão armado.....	35
Fig. 4.6 – Pilar de betão armado	36
Fig. 4.7 – Tabuleiro da ponte pedonal	36
Fig. 4.8 – Pormenor da secção transversal da ponte numa secção de ligação a uma carlinga.....	36
Fig. 4.9 – Perfis metálicos da ponte - secções transversais: HEB600 (a), HEA450 soldado a L200x100x10 (b), HEA450 (c), HEB300 (d) e RHS150x100x4 (e) [3].....	37
Fig. 4.10 – Carlinga na secção dos pilares extremos.....	37
Fig. 4.11 – Carlingas na secção dos montantes.....	37
Fig. 4.12 – Representação das fundações da ponte na margem direita do Rio Ave [3]	38
Fig. 4.13 – Representação das fundações da ponte na margem esquerda do Rio Ave [3]	38
Fig. 4.14 – Modelo numérico desenvolvido pela SOPSEC [3]	39
Fig. 4.15 – Esquema das secções instrumentas para o ensaio de vibração ambiental	41
Fig. 4.16 – Sismógrafo sintonizado por GPS utilizado no ensaio de vibração ambiental.....	42
Fig. 4.17 – Espectros de potência médios referentes a cada conjunto de medições.....	42
Fig. 4.18 – Valores singulares médios da aplicação do algoritmo EFDD	43
Fig. 4.19 – Diagrama de estabilização correspondente à aplicação do algoritmo SSI.....	43
Fig. 4.20 – Modos de vibração calculados em projeto e identificados no ensaio de Vibração Ambiental	44
Fig. 4.21 – Posição do bloco e dos sismógrafos para o bloco alinhado com o eixo da ponte	45
Fig. 4.22 – Posição do bloco e dos sismógrafos para os ensaios com o bloco na extremidade do arco	45
Fig. 4.23 – Resposta da estrutura quando libertado o bloco fixo à extremidade do arco.....	45
Fig. 4.24 – Trabalho de suspensão e corte do bloco nos ensaios de vibração livre	46
Fig. 4.25 – Resposta estrutural à excitação induzida por um peão em salto rítmico com uma frequência de 2.65 Hz.....	47
Fig. 5.1 – Localização dos TMDs instalados na ponte pedonal [1]	50
Fig. 5.2 – TMDs utilizados na ponte pedonal de Santo Tirso: 1º modo de vibração (a) e 3º modo de vibração (b).....	51
Fig. 5.3 – TMDs instalados na ponte para controlo de 1º e 3º modos	51
Fig. 5.4 – TMD 1 calibrado: Magnitude e Fase no âmbito da frequência	55
Fig. 5.5 – TMD 3 calibrado: Magnitude e Fase no âmbito da frequência	57
Fig. 5.6 – Resposta do TMD 3 para variação da frequência natural em $\pm 5\%$	58

Fig. 5.7 – Magnitude para variação da frequência natural da estrutura $\pm 5\%$	59
Fig. 5.8 – Perda de eficiência do TMD variando a frequência natural da estrutura.....	60
Fig. 6.1 – Medições da variação da frequência natural da estrutura sob a forma de gráfico para 720 horas.....	62
Fig. 6.2 – ZOOM Medições da variação da frequência natural da estrutura sob a forma de gráfico para 720 horas.....	62
Fig. 6.3 – Dados recolhido da aceleração relativa do TMD 4 em função da aceleração do tabuleiro..	63
Fig. 6.4 – Dados recolhido da aceleração relativa do TMD 5 em função da aceleração do tabuleiro..	64
Fig. 6.5 – Aceleração do tabuleiro inferior a $0.3m/s^2$ - 8 de Janeiro de 2013 às 17:20h	65
Fig. 6.6 – Aceleração do tabuleiro superior a $0.3M/s^2$ - 8 de Janeiro de 2013 às 19:10h	66
Fig. 6.7 – TMD em fase com tabuleiro - 7 de Janeiro de 2013 às 9:30h.....	66
Fig. 6.8 – TMD desfasado do tabuleiro - 11 de Janeiro de 2013 às 19:10h.....	67
Fig. 6.9 – Sinal antes de ser aplicado filtro passa-baixo – dia 7 de Janeiro de 2013 às 9:50h.....	68
Fig. 6.10 – Sinal depois de ser aplicado filtro passa-baixo - dia 7 de Janeiro de 2013 às 9:50h	68
Fig. 6.11 – Análise do período e desfasamento horizontal – dia 7 de Janeiro de 2013 às 9:50h	69
Fig. 6.12 – Exemplo de obtenção de Frequência e ângulo de fase para um momento no Inverno – dia 8 de Janeiro às 19:30	70
Fig. 6.13 – Valores obtidos de Frequência e Ângulo de fase sob a forma de gráfico para a estação de Inverno.....	71
Fig. 6.14 – ZOOM dos valores obtidos de Frequência e Ângulo de fase sob a forma de gráfico para a estação de Inverno	72
Fig. 6.15 – Valores obtidos de Frequência e Ângulo de fase sob a forma de gráfico para a estação de Verão	72
Fig. 6.16 – ZOOM dos valores obtidos de Frequência e Ângulo de fase sob a forma de gráfico para a estação de Verão.....	73
Fig. 6.17 – Compilação dos resultados obtidos com curvas de fase de TMD sintonizado e variação da frequência da estrutura em $\pm 5\%$	74

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 2.1 – Frequência da passada para vários tipos de andamento.....	6
Quadro 2.2 - Coeficiente de amortecimento para diferentes tipos de construção [4].....	10
Quadro 2.3 – Coeficientes de amortecimento para diferentes tipos de construção [7,8]	10
Quadro 2.4 - Classes de tráfego de acordo com o SYNPEX	11
Quadro 2.5 – Classes de tráfego de acordo com o SÉTRA	11
Quadro 2.6 - Bandas de risco de ressonância para vibrações na direção vertical e longitudinal	12
Quadro 2.7 – Bandas de risco de ressonância para vibrações na direção transversal.....	12
Quadro 4.1 – Frequências dos modos de vibração calculados pelo projetista para três cenários.....	40
Quadro 4.2 - Massas modais e respectivas componentes modais máximas [3].....	41
Quadro 4.3 – Comparação entre frequências de Projeto e medidas nos ensaios e coeficientes de amortecimento modais	44
Quadro 4.4 - Frequências naturais e coeficientes de amortecimento modais identificados em projeto e através dos diferentes ensaios realizados.....	47
Quadro 5.1 – Resultados mais gravosos da análise dinâmica realizada [2]	49
Quadro 5.2 - Características dos TMDs propostos [1]	50
Quadro 6.1 – Resultados de frequência e ângulo de fase obtidos para a estação de Inverno	70
Quadro 6.2 - Resultados de frequência e ângulo de fase obtidos para a estação de Inverno.....	73

1

INTRODUÇÃO

1.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

As pontes pedonais são frequentemente caracterizadas por terem uma esbelteza elevada conjuntamente com baixos amortecimentos estruturais devido a projetos arrojados por parte dos projetistas, traduzindo-se muitas vezes em magnitudes de vibrações excessivas. Neste tipo de estruturas, as vibrações induzidas pela passagem de peões são, muitas vezes, susceptíveis de causar elevadas magnitudes de vibração refletindo-se em desconforto perante os utilizadores pelo que, é frequentemente necessário a realização de estudos dinâmicos de modo a que exista a percepção se as estruturas auferem ou não um nível de conforto humano adequado.

A presente dissertação tem como caso de estudo a Ponte Pedonal da Rabada em Santo Tirso, uma ponte pedonal metálica e em arco que aquando do seu projeto foi vista, através de um modelo numérico, a susceptibilidade desta sofrer vibrações induzidas pela ação pedonal ao ponto de se refletir em níveis intoleráveis para os utilizadores. Este facto levou, após o término da sua construção, ao Laboratório de Vibrações e Monitorização de Estruturas da FEUP (ViBEST) realizar ensaios dinâmicos que concluíram a necessidade de adaptação de um dispositivo de atenuação de vibrações. Deste modo foi pensada e estudada uma solução de controlo passivo de vibrações através de amortecedores de massa sintonizadas (TMDs). Este sistema de controlo passivo materializou-se através da instalação de 4 TMDs para o controlo de dois modos de vibração, cuja eficiência foi posteriormente validada pelo ViBEST através de novos ensaios e também por sinais recolhidos através do sistema de monitorização instalado na ponte pedonal constituído por 7 acelerómetros e 4 sensores de temperatura.

O problema em estudo neste tipo de controlo de vibrações é a influência da temperatura no comportamento dinâmico dos TMDs visto, por vezes, ter grande impacto na alteração nos parâmetros dinâmicos da estrutura contribuindo para a dessintonização dos dispositivos de controlo.

1.2. OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO

O estudo desenvolvido no presente trabalho tem como base a referida ponte pedonal pretendendo-se nesta dissertação avaliar a influência da temperatura no comportamento dinâmico da ponte pedonal, onde as principais vibrações são induzidas pela ação pedonal e desta forma é essencial justificar a influência, ou não, da temperatura na correta sintonia dos amortecedores de massas sintonizadas dimensionados para o local.

Com a finalidade de quantificar a perda de sintonia dos TMDs causada pela influência da temperatura será desenvolvido um modelo teórico dos TMDs para a estrutura em questão através da formulação de Den Hartog e com base na dissertação de Moutinho [1].

No presente trabalho serão usados dados recolhidos pelo sistema de monitorização instalado na ponte pedonal pelo ViBEST e pelos resultados experimentais dos ensaios dinâmicos levados a cabo pela mesma entidade de forma a avaliar conjuntamente com o modelo teórico dimensionado a influência da temperatura no comportamento dinâmico estrutural.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A presente dissertação encontra-se dividida em 7 capítulos.

No segundo capítulo é efetuado um levantamento da investigação efetuada sobre a ação pedonal, assim como a análise de dois documentos que têm a finalidade de definir os limites de segurança em termos de acelerações em pontes pedonais de forma a garantir o conforto humano. É também feita uma descrição de metodologias correntes de identificação dos parâmetros estruturais numa estrutura de Engenharia Civil.

No terceiro capítulo é apresentado o controlo passivo de vibrações principalmente estudado no decorrer deste trabalho, os TMDs, onde é feita a sua descrição e explicada a metodologia de dimensionamento. Posteriormente, são identificados os diferentes tipos de TMDs existentes seguido de uma descrição de estruturas onde é possível verificar a existência deste tipo de dispositivos de controlo de vibrações.

No quarto capítulo é apresentada uma caracterização aprofundada da Ponte Pedonal da Rabada, onde se faz a descrição da sua localização, propriedades geométricas, mecânicas e dinâmicas através do trabalho realizado pelo projetista, assim como pelos ensaios experimentais levados a cabo pelo ViBEST.

No quinto capítulo é analisado o comportamento dinâmico dos TMDs instalados na ponte pedonal através da caracterização e parametrização dos mesmos e do sistema de monitorização instalado na ponte, bem como a calibração do modelo teórico elaborado para os dois modos de vibração críticos, seguido de uma análise do comportamento dos TMDs face a variações de frequência natural.

No sexto capítulo é efetuada uma análise da influência da temperatura no comportamento dinâmico da ponte pedonal de Santo Tirso através da análise de dados recolhidos pelo sistema de monitorização instalado na ponte e posteriormente comparados com o modelo teórico desenvolvido no capítulo anterior com o objetivo de avaliar a perda de sintonia dos TMDs.

Finalizando, no sétimo capítulo, resumem-se as conclusões da dissertação, sintetizando-se as análises realizadas apresentando-se de seguida possíveis desenvolvimentos futuros relativamente ao tema aqui abordado.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. INTRODUÇÃO

A ação pedonal sobre as estruturas origina frequentemente níveis de vibração elevados [1], sendo estes raramente susceptíveis de colocar em causa a própria segurança da estrutura. No entanto, podem originar perturbações ao nível do conforto e reações emocionais dos utilizadores criando uma sensação de receio, colocando em causa uma próxima decisão de usar ou não a mesma. Esta perda de funcionalidade deve ser considerada durante a fase de projeto com a finalidade de não se perder o objetivo do seu uso.

Nas estruturas de Engenharia Civil, existem dois grandes tipos de ações, as estáticas e as dinâmicas. A ação do peão é caracterizada por ter variações ao longo do tempo, grandeza e também ponto de aplicação, encontra-se portanto no segundo tipo anteriormente referido.

A Engenharia Civil tem no decurso das últimas décadas evoluído. O avanço tecnológico, computacional, inovação e os próprios projetos serem mais arrojados do ponto de vista de esbelteza e leveza leva a que atualmente nos deparemos perante situações que anteriormente com a robustez estrutural não era entrave. Por conseguinte, esta otimização necessita de ser verificada principalmente ao nível das vibrações, para que as condições de serviço da estrutura sejam cumpridas.

2.2. A AÇÃO DOS PEÕES

2.2.1. CARACTERIZAÇÃO DA AÇÃO DOS PEÕES

O efeito que os peões exercem sob as estruturas tem sido estudado ao longo de vários anos. Não sendo recente, os militares em marcha ou conjuntos de pessoas em passo sincronizado era já interdito em algumas pontes britânicas à mais de um século atrás. Isto foi motivado pelo colapso da ponte de Broughton, em 1831 [2] causado pela marcha de soldados. Subjetivamente, havia já conhecimento que estas ações sincronizadas, induzidas por peões, poderiam criar situações em que as pontes entram em ressonância.

A vibração induzida por peões é agora vista como um problema de serviço, não sendo considerado um problema de estabilidade, mas sim de serviço, no entanto não perdeu a sua relevância, já que o conforto dos utilizadores é prioridade neste âmbito.

Como foram referidas, as ações que atuam nas estruturas são de origem estática ou dinâmica. O que se vai aqui apresentar, são as forças que os peões induzem nas estruturas. O movimento dos peões não

induz simplesmente forças verticais, contudo estas são as que possuem maior grandeza. Estas ações são modeladas com base em funções de carga, curvas representativas da variação da força imposta por um peão ao longo do seu movimento.

Na Figura 2.1 estão, da forma convencional, as funções de carga relativas a um passo de um peão em caminhada para as várias direções. O estudo mais exaustivo neste âmbito foi realizado por Zivanovic [2], no entanto Wheeler ao sistematizar o trabalho de outros autores definiu correlações entre os parâmetros que influenciam as funções de carga. A Figura 2.2 representa as conclusões gráficas de Wheeler sobre as relações entre a frequência da passada, comprimento da passada, velocidade, força de pico e o tempo de contacto do pé com o solo.

Até aqui as funções foram designadas para caminhada normal, no entanto, variam de acordo com o tipo de movimento do peão. Assim, na Figura 2.3 apresentam-se as funções de carga para diferentes frequências de passada que são, naturalmente, diferentes da caminhada normal, já que neste caso o contacto com o solo traduz-se para uma forma contínua. Na corrida o mesmo não acontece visto que a função de carga é descontínua e caracterizada por ter um único pico, exatamente o momento do contacto com o pé no solo.

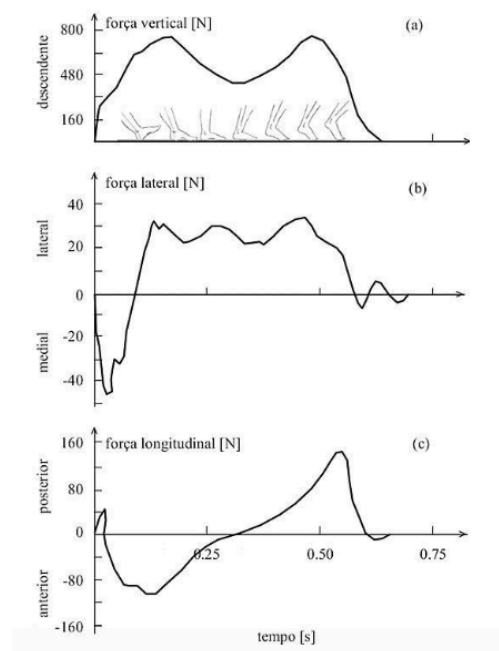


Fig. 2.1 – Função de carga de um passo em caminhada na direção vertical, lateral e longitudinal [2]

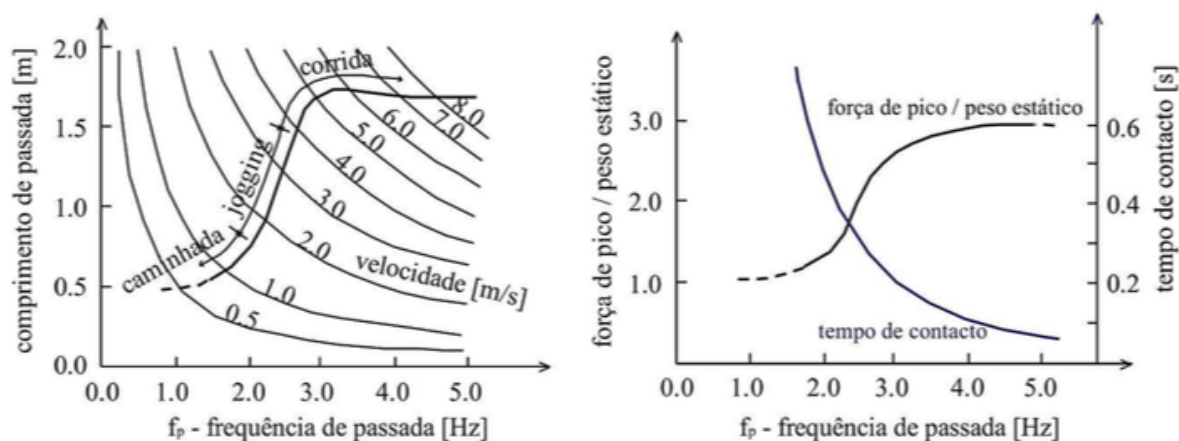


Fig. 2.2 - Relação entre a frequência de passada e outros parâmetros, de acordo com Wheeler [3]

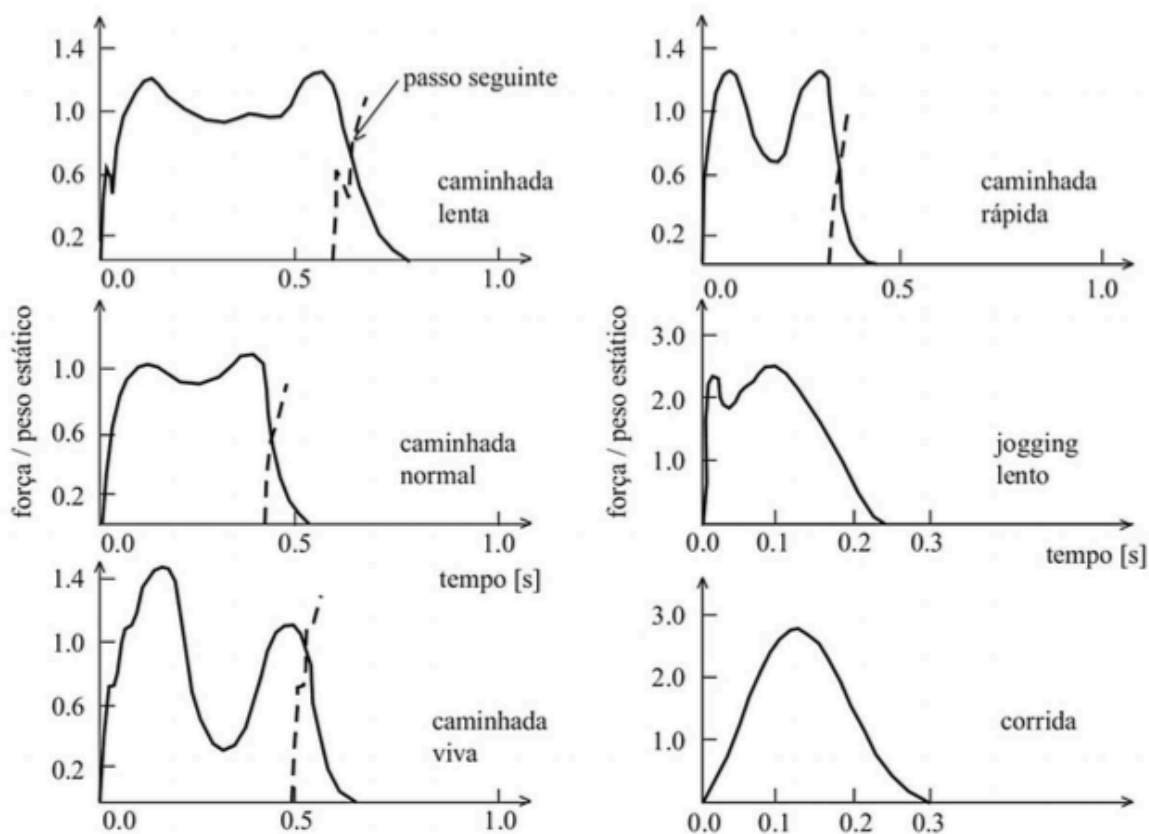


Fig. 2.3 - Funções de carga de um peão para várias frequências de passada - Wheeler [3]

Wheeler concluiu, através de testes realizados a um conjunto de indivíduos, que a frequência da passada para vários tipos de andamento está balizada entre 1,7 Hz para caminhada lenta e passa os 3,2 Hz para corrida rápida. Estes resultados estão requeridos no Quadro 2.1. Como foi referido anteriormente, existiram vários estudos com a finalidade de caracterizar a ação do peão pelo que posteriormente Wheeler e também Matsumoto, através de um estudo estatístico com uma amostra de 505 indivíduos chegaram a valores na ordem dos 2,0 Hz para caminhada normal.

Quadro 2.1 – Frequência da passada para vários tipos de andamento

Tipo de andamento	f_p (Hz)
Caminhada lenta	$\approx 1,7$
Caminhada normal	$\approx 2,0$
Caminhada rápida	$\approx 2,3$
Corrida lenta	$\approx 2,5$
Corrida rápida	$> 3,2$

Posteriormente a estes estudos foi feito um outro, realizado no âmbito do projeto SYNPEX, tendo este concluído que a média de frequência de passada (f_p) se situa nos 1,8 Hz, sendo este inferior aos 2,0 Hz proposto pelos autores já mencionados. Deste estudo surgiram, como enunciado na Figura 2.4, as funções densidade de probabilidade da frequência.

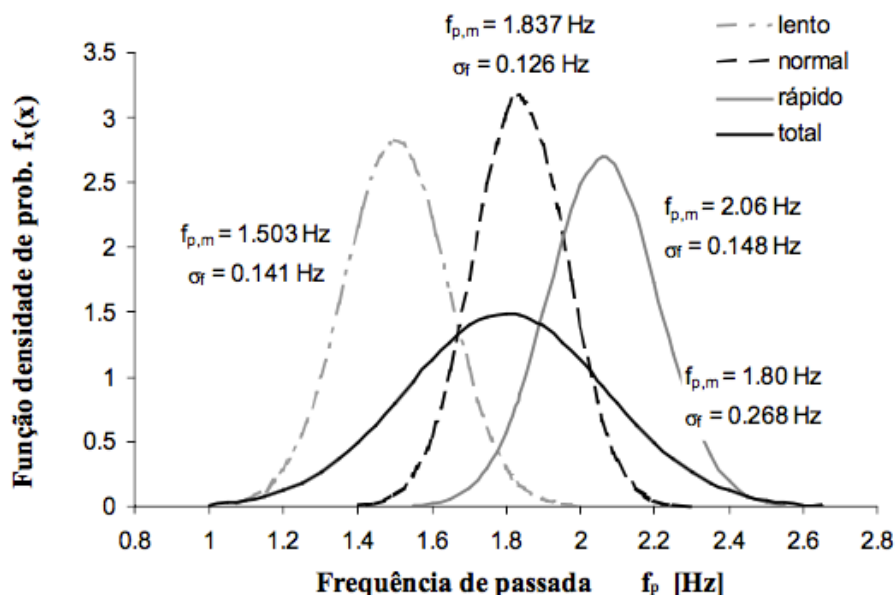


Fig. 2. 4 - Funções da densidade de probabilidade da frequência da passada de acordo com o SYNPEX [6]

2.2.2. MODELAÇÃO DA AÇÃO DE PEÕES INDIVIDUAIS

No presente trabalho, os estudos mais intensivos estarão relacionados com ação da corrida, isto porque é a ação que desperta maiores acelerações do tabuleiro da estrutura, pelo que é aqui indicada com esta ação pode ser modelada.

Segundo os autores Bachmann e Ammann [5], a função de carga para o peão em corrida é caracterizada por ser descontínua e por ter um único máximo, anteriormente referido, e é assim expressa por uma sequência de impulsos semi-sinusoidais. E função de carga aqui indicada é dada pela seguinte expressão:

$$F_p(t) = \begin{cases} k_p \cdot G \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{t_p}\right), & t \leq t_p \\ 0, & t_p \leq t \leq T_p \end{cases} \quad (2.1)$$

sendo k_p o fator de impacto dinâmico, isto é, o valor máximo da força aplicada ($F_{p,max}$) sobre o peso do peão (G), t_p é o tempo de contato do pé com o solo e T_p é o período da passada, obtido através do inverso da mesma, f_p .

O modo de obter o tempo de contacto do pé com o solo t_p pode ser usando a relação gráfica proposta por Wheeler e representada na Figura 2.2 ou então pela proposta de Alves [3], expressão obtida através do ajuste ao gráfico referido.

$$t_p = \frac{2}{f_p^{2,13}} \quad (2.2)$$

De seguida, o fator de impacto dinâmico k_p é calculado através da expressão a seguir apresentada. Esta expressão é obtida depois da igualdade entre o integral da função de carga durante e uma passada e o peso estático do peão [3], assim obtém se a expressão:

$$k_p = \frac{\pi}{4} f_p^{1,13} \quad (2.3)$$

Bachmann e Ammann [5] retratam um exemplo (Figura 2.5) de uma função de carga semi-sinusoidal em corrida para um peso do peão de 700N e uma frequência de passada de 3,0 Hz.

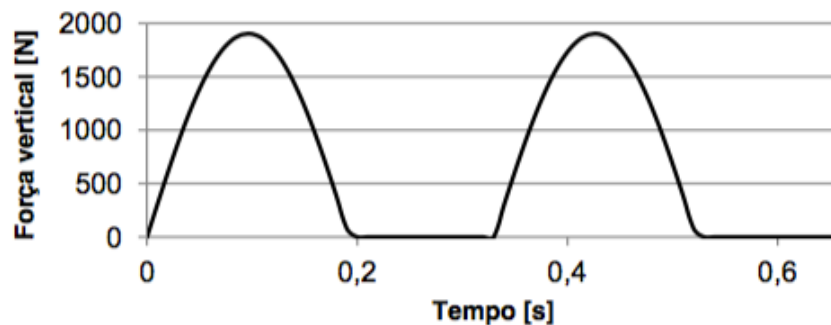


Fig. 2.5 - Função de carga vertical em corrida de acordo com Bachmann, para $G=700\text{N}$ e $f_p=3,0\text{Hz}$ [5]

A função de carga para a corrida, por ser uma ação periódica, pode ser reproduzida através de um desenvolvimento em série de Fourier, sendo dado pela expressão:

$$F_p(t) = G + \sum_{i=0}^{\infty} a_i \cdot \cos \left[2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot \left(t - \frac{t_p}{2i} \right) \right] \quad (2.4)$$

sendo a_i o coeficiente de Fourier do i -ésimo harmónico e i o número de ordem dos termos da série a considerar. Os autores [5] propõem o uso dos quatro primeiros harmónicos cujos coeficientes são obtidos através do ábaco da Figura 2.6, calculados através do quociente entre o tempo de contacto do solo, t_p , e o período da passada, T_p .

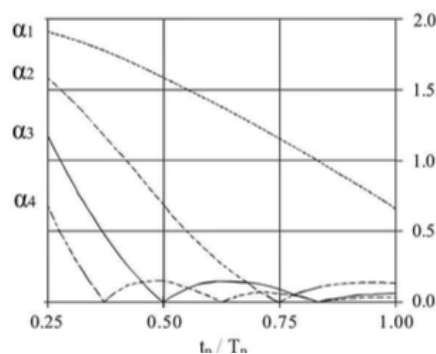


Fig. 2.6 - Ábaco para determinação dos coeficientes de Fourier dos quatro primeiros harmónicos da função de carga em corrida [4]

2.3. LIMITES DE SEGURANÇA EM PONTES PEDONAIS

As estruturas sujeitas à ação pedonal têm por vezes vibrações excessivas face ao conforto humano, de modo que a sua análise é inevitável. O problema desta análise é não ser, por vezes, feita em tempo adequado uma vez que deveria ser considerada numa fase anterior à da utilização, ou seja em projeto. Vimos anteriormente que essa análise é possível e bastante satisfatória fazendo com que casos como o da Millennium Bridge em Londres seja tomado como mau exemplo, isto porque no dia da inauguração da ponte pedonal a magnitude das vibrações sentidas pelos utilizadores foram consideradas excessivas em função do conforto humano. Neste caso foram tomadas medidas imediatas, fechando a ponte temporariamente e dimensionados amortecedores viscosos e amortecedores de massa sintonizada para que fossem atenuadas as vibrações da estrutura. No âmbito do presente trabalho irá ser estudado a função dos amortecedores de massa sintonizada, pelo que fica aqui registado este exemplo.

A percepção das vibrações é um conceito subjetivo, não sendo igual para todos. De facto o sexo dos peões, a sua idade ou até questões culturais poderão atuar de forma diferente a nível psicológico ao ponto de se expressar como diferentes sensações para cada um. Existe também um outro pormenor que pode interferir nesta sensação, a expectativa dos utilizadores perante uma estrutura notoriamente flexível revela-se com uma maior tolerância às vibrações do que perante uma estrutura mais rígida em que o utilizador não espera grande magnitude de vibrações [2]

Atualmente, as indicações para o nível de conforto aparecem como documentos técnicos e não como regulamentação obrigatória. Deste modo, a sua implementação não é regulamentar, contudo

sensibiliza-se para que estes documentos técnicos sejam seguidos como forma de segurança e conforto. Neste âmbito, é necessária a percepção de que as pontes muito leves e esbeltas não devem ser simplesmente dimensionadas para cargas estáticas, além do facto da resposta dinâmica não ser apenas determinada pelas frequências naturais, mas também pelas propriedades de amortecimento, pela massa da ponte e pela ação dos peões. Dimensionar uma ponte pedonal deverá ter em atenção todos estes fatores de modo a que seja levado a bom porto.

O facto da esbelteza ser reduzida leva à redução da sua inércia, baixando as frequências naturais e aumentando o risco da ponte entrar em ressonância mais facilmente, visto que este fenómeno é alcançado se a frequência de excitação coincidir com a frequência da ponte. Ora, como apresentado no subcapítulo anterior, se a frequência da ponte for baixa, o peão por si só consegue atingir as frequências naturais da ponte levando ao fenómeno aqui descrito traduzindo-se em insegurança e desconforto.

Outro fenómeno é o chamado ‘lock-in’ [6], tratando-se do fenómeno de interação lateral peões-ponte induzido por grandes fluxos de peões, que se reflete como uma resposta auto-excitada de grande amplitude de maneira que causa grande desconforto. A excitação intencional é produzida por pessoas saltando em posição fixa, oscilando o corpo lateralmente ou até excitando tirantes, fazendo-o em ressonância com a finalidade de produzir grandes vibrações.

Nestes casos particulares os requisitos de conforto não são certamente cumpridos, contudo a estabilidade não deverá ser posta em causa e assim enumera-se três análises de vibrações induzidas pelo peão que deverão ser asseguradas pelo projetista [6]:

- As vibrações devidas ao tráfego de peões são aceitáveis para os utilizadores,
- Não exista o fenómeno de ‘lock in’,
- A estabilidade é garantida quando sujeita a excitação intencional.

Deste modo serão aqui apresentados dois documentos técnicos, o HIVOSS (decorrente do projeto europeu SYNPEX) e o SÉTRA por forma a serem apresentadas as gamas de conforto em termos de aceleração, critério para evitar o fenómeno de ‘lock-in’ e uma breve referência à modificação do projeto e dispositivos de amortecimento.

Uma ponte pedonal deve ser dimensionada tendo em conta o nível de usuários que irá receber e desta forma é perceptível que a classe atribuída a uma ponte que se situa numa cidade como o Porto não será a mesma, à partida, do que a classe atribuída a uma ponte pedonal no Gerês. No entanto existem mais nuances a serem contabilizadas como se essa estrutura irá servir um Hospital ou um Posto de Saúde, em que nesses casos deverá ser tomada como mais importante do que se não servir.

2.3.1. SÉTRA VS SYNPEX (HIVOSS)

No presente subcapítulo serão enunciados e comparados os dois documentos técnicos. Ambos são idênticas e usam como base a ação dos peões, resultados experimentais, investigações empíricas baseadas em questionários, classificações típicas de tráfego de peões e probabilidades de ocorrência. A caracterização estrutural da ponte em questão tem um papel fundamental visto haver sempre incertezas associadas à estrutura que podem ter influência em alguns parâmetros como o amortecimento estrutural.

2.3.1.1. Caracterização estrutural

A avaliação de uma estrutura deve ter início na caracterização dos seus parâmetros estruturais como as frequências próprias, respetivos modos de vibração, e amortecimento estrutural relativo a cada modo. Na prática todas as estruturas possuem infinitos modos de vibração, no entanto nas pontes pedonais apenas são relevantes os primeiros, cujas frequências se encontrem dentro da gama de frequências relevantes para a ação pedonal. Nos quadros 2.2 e 2.3 apresentam-se os coeficientes de amortecimento para diferentes tipos de construção, estes valores surgiram de medições de cerca de meia centena de pontes pedonais no Reino Unido, trabalho efetuado por Pretlove e Bachmann [3] e o segundo quadro remete para o que o projetista deverá adoptar segundo os Eurocódigos 1 e 5. Tratam-se de valores conservativos para dimensionamento visto que foram medidos com base nas vibrações que um peão em caminhada na frequência da ponte cria [5].

Quadro 2.2 - Coeficiente de amortecimento para diferentes tipos de construção segundo Pretlove e Bachmann [3]

Tipo de Construção	ξ mínimo	ξ médio
Estrutura de aço	0.20%	0.40%
Estrutura mista aço-betão	0.30%	0.60%
Estrutura de betão armado	0.80%	1.30%
Estrutura de betão pré-esforçado	0.50%	1.00%
Estrutura de madeira	1.50%	3.00%

Surge no Sétra [6] uma referência ao documento técnico CEB (1991) sobre esta mesma caracterização que remete para os valores apresentados no Quadro 2.2, os mesmos do trabalho de Pretlove e Bachmann.

Quadro 2.3 - Coeficientes de amortecimento para diferentes tipos de construção [6,7]

Tipo de Construção	ξ médio	
	$L < 20m$	$L \geq 20$
Estrutura de aço e mista	$0.5 + 0.125(20-L)$	0.50%
Estrutura de betão armado	$1.5 + 0.07(20-L)$	1.50%
Estrutura de betão pré-esforçado	$1.0 + 0.07(20-L)$	1.00%
Estruturas de madeira	1.0%, sem juntas mecânicas	
	1.5%, com juntas mecânicas	

Estes valores são muito variáveis daí o facto de ser realizada aqui a sua comparação. Existe também a necessidade de ter cuidado com as estruturas metálicas uma vez que a sua concepção pode ter influência no valor do coeficiente de amortecimento. O facto das ligações das pontes metálicas poderem ser soldadas ou aparafusadas têm relevância no respetivo coeficiente de amortecimento.

2.3.1.2. Definição de classes de tráfego pedestre

Neste ponto serão referidas as classes de tráfego pedestre. Esta classificação não surge nos códigos de dimensionamento e por isso é necessário prever o efeito na fase de projeto de modo a garantir a verificação em estado de serviço. Neste aspeto é necessário decidir qual a classe de tráfego a atribuir aquando do dimensionamento de acordo com as previsões de uso. Por vezes a cerimónia de abertura da ponte é o momento que terá mais carga, daí os projetistas partirem desse facto para atribuírem qual a classe de conforto a atribuir nesse caso específico.

O SYNPEX sugere 5 classes de tráfego de acordo com a quantidade de peões a que a ponte está sujeita, enquanto por outro lado o SÉTRA define 4 classes também de acordo com o seu uso mas de uma maneira qualitativa e não quantitativa como o primeiro modelo. No quadro 2.4 estão enunciadas as classes de tráfego do SYNPEX e no quadro 2.5 estão enunciados os parâmetros do SÉTRA.

Quadro 2.4 - Classes de tráfego de acordo com o SYNPEX

Classe de tráfego	Descrição do tráfego da ponte	Carga pedonal
TC 1	Muito baixo	Grupo de 10 pessoas
TC 2	Baixo	0.2 P/m ²
TC 3	Denso	0.5 P/m ²
TC 4	Muito Denso	1.0 P/m ²
TC 5	Densidade excepcional	1.5 P/m ²

Quadro 2.5 - Classes de tráfego de acordo com o SÉTRA

Classe de tráfego	Descrição do tráfego da ponte	Carga pedonal
I	Sujeitas a tráfego muito denso	1.0 P/m ²
II	Sujeitas a tráfego denso	0.8 P/m ²
III	Sujeitas a uso ocasional	0.5 P/m ²
IV	Raramente usada	0 P/m ²

2.3.1.3. Definição de bandas de risco de ressonância

De acordo com os documentos aqui analisados, existem situações onde é dispensada uma análise dinâmica detalhada sobre a ação dos peões que nela atuam. Deste modo, quando uma ou mais frequências se insiram nas bandas de frequência de ressonância é necessário proceder à avaliação dinâmica da estrutura, tanto em serviço como em estado limite último. Na primeira verificação é necessário verificar o conforto dos peões em situações de uso corrente enquanto em estado limite último deve verificar-se a admissibilidade das tensões e deslocamentos. O SÉTRA refere quatro bandas de frequência de forma decrescente do risco de ressonância:

- Banda 1: risco de ressonância máximo.
- Banda 2: risco de ressonância médio
- Banda 3: risco baixo de ressonância em condições normais de carga
- Banda 4: risco de ressonância desprezável

No Quadro 2.6 e 2.7 é possível visualizar os limites das bandas de risco das frequências naturais. Este documento apresenta bandas de risco tanto para vibrações na direção vertical e longitudinal no caso do primeiro quadro como para vibrações transversais no quadro seguinte.

Quadro 2.6 - Bandas de risco de ressonância para vibrações na direção vertical e longitudinal

Frequência (Hz)	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Banda 1						
Banda 2						
Banda 3						
Banda 4						

Quadro 2.7 - Bandas de risco de ressonância para vibrações na direção transversal

Frequência (Hz)	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Banda 1						
Banda 2						
Banda 3						
Banda 4						

De modo a avaliar as frequências da estrutura e modos de vibração deverá ser incorporado o efeito da massa adicional dos peões uma vez que a sua a sua consideração ou não, pode produzir efeitos significativos. Cada modo de vibração será retratado por duas frequências, a primeira considerando apenas com a massa da estrutura e a segunda considerando a massa da estrutura adicionado da massa dos peões. Como visto no ponto anterior terá de ser adotado pelo projetista a densidade de peões a considerar. Como visto através dos Quadros apresentados, caso a estrutura em análise se encontre na Banda 4 não existe necessidade de análises complementares às exigidas pelos respetivos códigos uma vez que não é sensível à ação dos peões. Do mesmo modo, se a estrutura se situar nas Bandas 1 a 3 existe necessidade de verificações dinâmicas adicionais com o intuito de verificar a influência da ação pedonal.

No outro documento que está aqui em estudo, o SYNPEX, também indica bandas críticas com risco de ressonância no que diz respeito às pontes pedonais metálicas. Não o faz da mesma forma que o anterior documento mas sim um único intervalo para uma gama de frequências que se a estrutura em causa se encontrar fora deste limite não exige avaliações dinâmicas suplementares. As bandas críticas deste projeto são as seguintes:

- $1.3 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2.3 \text{ Hz}$ – para modos de vibração na direção vertical
- $0.5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1.2 \text{ Hz}$ – para modos de vibração na direção transversal

2.3.1.4. Comparação dos dois documentos base

O que aqui foi comparado acerca destes dois documentos é de extrema pertinência uma vez que a má decisão sobre a classe da ponte ou a densidade de tráfego considerada pode levar a alguns efeitos prejudiciais em termos de magnitude de vibrações aquando da utilização. Sabendo que a massa modal de uma ponte aumenta à medida que a densidade de peões sob a mesma também aumenta é inato que as suas frequências naturais irão diminuir pelo que é enaltecida a importância desta fase do projeto.

No que diz respeito às vibrações no sentido vertical, é notório que o SYNPEX se considera menos conservativa uma vez que a gama de valores para os quais são necessárias verificações adicionais é bastante menor do que as preconizadas pelo SÉTRA.

Ao nível das ações transversais existe uma maior concordância entre os documentos, sendo no entanto o SÉTRA de novo mais conservativo mas já equiparável entre elas principalmente pelo facto de ser dispensada em ambas a verificação para muito baixas frequências o que até aqui por outros autores não se desprezava o efeito destas ações.

Com esta análise temos um documento mais conservativo que outro, no geral. No entanto a razão de isto acontecer prende-se pelo facto [3] do SÉTRA prever casos de carga específicos em pontes localizadas em ambientes de tráfego denso e exigir um maior cuidado por parte do projetista.

Finalizando esta pequena comparação dos dois documentos e para uma melhor compreensão, nas Figuras 2.7 e 2.8 estão esquematizados os métodos de avaliação dinâmica por eles propostos. As metodologias são análogas no entanto depara-se com uma maior abrangência pela metodologia do SYNPEX visto existirem umas pequenas diferenças.

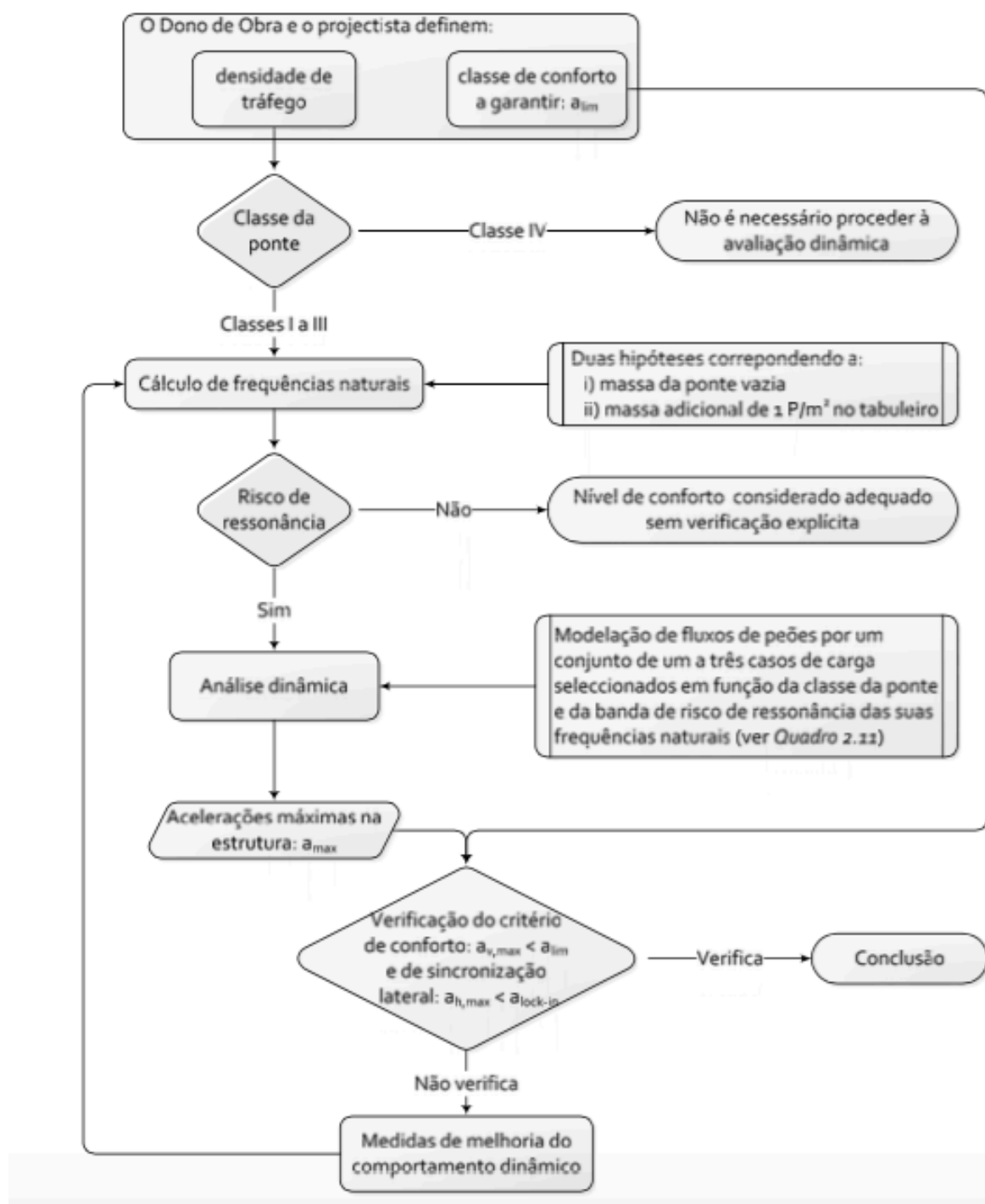


Fig. 2.7 - Metodologia de avaliação dinâmica do Sêtra [7]

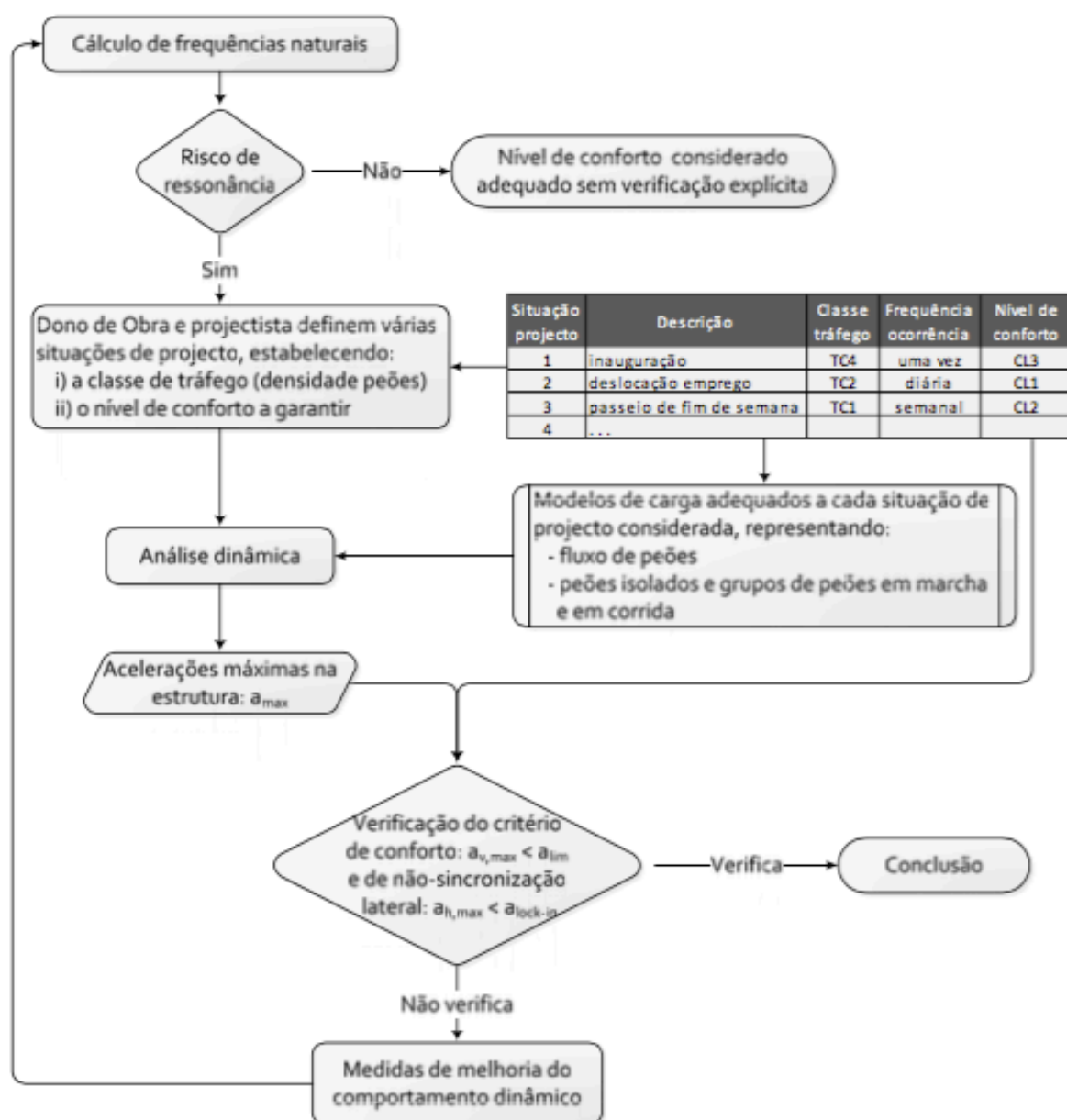


Fig. 2.8 - Metodologia de avaliação dinâmica do SYNPEX [6]

2.4. DINÂMICA DAS PONTES PEDONAIAS

Após a caracterização da ação dos peões e verificação da necessidade de uma análise detalhada das vibrações numa ponte pedonal, interessa contextualizar a abordagem de cálculo da resposta estrutural a ações dinâmicas. Anteriormente verificamos os valores limite pelo que o estudo que aqui se inicia visa o seu controlo para que sejam satisfeitas as necessidades anteriormente referidas.

2.4.1. MÉTODO DA SOBREPOSIÇÃO MODAL

No que diz respeito às estruturas de Engenharia Civil, estas podem ter um elevado número de graus de liberdade, cuja dinâmica pode ser obtida através de:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = P(t) \quad (2.5)$$

sendo que M , C e K representam respetivamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, P o vetor solicitação, u o vetor dos deslocamentos e \dot{u} e \ddot{u} a respectiva primeira e segunda derivada temporal, isto é, os vetores velocidade e aceleração. Todas as matrizes são quadradas, $n \times n$ e os vectores são matrizes coluna do tipo $n \times 1$ em que n corresponde ao número de graus de liberdade considerados no sistema em estudo.

Um sistema deste género pode ser resolvido através de alguns métodos, no entanto o método da sobreposição modal [8] é tido como o mais simples no caso de sistemas lineares com amortecimento clássico, uma vez que o sistema anteriormente apresentado de n equações a n incógnitas se pode transformar em n equações desligadas (equações ortogonais) em que cada uma está associada a um modo de vibração da estrutura.

$$\ddot{Y}_n(t) + 2\xi_n w_n \dot{Y}_n(t) + w_n^2 Y_n(t) = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (2.6)$$

Na equação apresentada, \ddot{Y}_n , \dot{Y}_n e Y_n são a aceleração, velocidade e deslocamento generalizado respetivamente, ξ_n o coeficiente de amortecimento do n -ésimo modo de vibração, w_n a frequência angular desse mesmo modo, enquanto que P_n e M_n representam a força e massa modais do modo de vibração n .

De modo a obter as respetivas configurações dos modos de vibração e das suas frequências naturais, resolve-se um problema de valores e vetores próprios. Este é definido pela equação:

$$(K - w^2 M)\phi = 0 \quad (2.7)$$

onde ϕ é o vetor das componentes modais de cada modo de vibração.

Assim, a resposta estrutural pode ser dada como sendo a sobreposição dos modos que caracterizam a resposta através de:

$$x(t) = \phi_1 Y_1(t) + \phi_2 Y_2(t) + \dots + \phi_n Y_n(t) \quad (2.8)$$

Neste ponto do problema, quanto maior foi o número de modos de vibração utilizados, na análise, mais fiel e próxima será a resposta estrutural obtida. Para a decisão acerca do número de modos de vibração a usar, ter conhecimento da contribuição de cada modo é essencial e por isso através do parâmetro massa modal efetiva (parte da massa total da estrutura que responde à solicitação em cada modo [8]) é possível ter noção de quais os modos mais relevantes para a sobreposição modal.

2.4.2. TEORIA DE ESPAÇO DE ESTADO

Esta teoria é útil no estudo de sistema dinâmicos uma vez que se trabalha a análise do sistema passo a passo e com as suas matrizes reais, sendo estas de fácil manipulação a nível informático. Além disto, o facto desta teoria permitir análises a sistemas mais complexos e com matrizes de amortecimento não clássicas (quando não tem a forma diagonal) fazem deste método uma boa ferramenta.

Relativamente à teoria propriamente dita, esta considera três variáveis diferentes, as variáveis de estado, as variáveis de entrada e as variáveis de saída. As variáveis de estado definem-se como um conjunto de variáveis que caracterizam o estado do sistema num dado instante do tempo. As ações exteriores estão relacionadas com as variáveis de entrada e as variáveis de saída estão relacionadas com a resposta estrutural que se pretende conhecer.

Quando um dado sistema possui n graus de liberdade, a representação em espaço de estado é feita sob a forma de um sistema com $2N$ equações de 1ª ordem cujas incógnitas são n deslocamentos e n velocidades associados aos vários graus de liberdade. Este sistema está representado em 2.9.

$$x(t) = \begin{Bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ \vdots \\ u_{n-1}(t) \\ u_n(t) \\ \dot{u}_1(t) \\ \dot{u}_2(t) \\ \vdots \\ \dot{u}_{n-1}(t) \\ \dot{u}_n(t) \end{Bmatrix} \quad (2.9)$$

No caso de haver a existência de forças exteriores ao sistema, existirão variáveis de entrada que serão representadas também por um vector com m linhas, representando estas m variáveis de entrada. Assim, existirão p variáveis de saída.

$$u(t) = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ \vdots \\ F_{m-1}(t) \\ F_m(t) \end{Bmatrix} \quad (2.10)$$

$$y(t) = \begin{Bmatrix} y_1(t) \\ y_2(t) \\ \vdots \\ y_{p-1}(t) \\ y_p(t) \end{Bmatrix} \quad (2.11)$$

Para por em prática a teoria de Espaço de Estado são definidas as matrizes para a sua formulação, que são a Matriz de Estado (A), a Matriz de Entrada (B) e a matriz de saída (C). Estas matrizes são caracterizadas pelos respectivos parâmetros físicos do sistema, como a rigidez K , massa M e amortecimento C . É essencial não confundir a matriz de saída com a matriz de amortecimento. As matrizes de Estado e de Entrada podem ser vistas em 2.12 e 2.13 respetivamente.

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1} \times K & -M^{-1} \times C \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

$$B = \begin{bmatrix} 0 \\ -M^{-1} \times J \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

M , K e C representam respetivamente as matrizes de massa, rigidez e amortecimento, I é a matriz identidade com as dimensões $n \times n$. Desta forma é legítima a percepção de que a matriz A é uma matriz quadrada com dimensões $2n \times 2n$. J refere-se à matriz de localização das variáveis de entrada, sendo constituída por igual número de linhas aos graus de liberdade e por um número de colunas igual ao número de entradas do sistema. Deste modo a matriz B tem as dimensões de $2n \times m$, constituída apenas por valores unitários e zeros já que o 1 representa a existência de uma variável e 0 a inexistência.

Estas variáveis são definidas para um dado instante de tempo, pois como se referiu, esta formulação traduz-se num método passo a passo, sendo que para outro espaço de tempo existirão outras variáveis de estado e de entrada. Esta formulação sugere que para o instante de tempo seguinte vai depender da respetiva resposta no instante anterior e por isso define-se um intervalo de tempo que quanto mais curto, maior vai ser a precisão de cálculo da resposta e que é enunciado pela seguinte fórmula:

$$x(t + \Delta t) = E \times x(t) + G \times u(t) \quad (2.14)$$

No presente trabalho o uso da formulação de Espaço de Estado ficou neste ponto isto porque foi usado com o intuito de obter a magnitude e fase da resposta estrutural. Com recurso ao MATLAB e com a formulação de Espaço de Estado foi possível avaliar e criar um modelo totalmente sintonizado dos TMDs instalados na ponte da Rabada em Santo Tirso. Esta análise está detalhada no capítulo 5 do presente trabalho.

3

AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS – TMDs

3.1. INTRODUÇÃO

As estruturas ao estarem sujeitas à aplicação de ações dinâmicas podem atingir níveis de vibração elevados, sendo em projeto estudado o comportamento estrutural assim como a eventual perda de estabilidade.

No caso das pontes pedonais, por vezes, se se adotarem sistemas estruturais esbeltos leva a que a própria ação do peão faz atingir vibrações que por si só originam desconforto humano, criando clima de insegurança já anteriormente referido. De modo, para evitar alterações a nível de projeto, nomeadamente aumento de rigidez ou de amortecimento, é frequente aplicar dispositivos de controlo das vibrações induzidas pelos peões, podendo estas ser quer de controlo ativo quer de controlo passivo.

Neste contexto e com os limites de conforto já apresentados, o presente capítulo tem o objetivo de descrever a aplicação de amortecedores de massas sintonizadas (TMDs – “*Tuned Mass Damper*”), sistema de controlo passivo. Estes sistemas de controlo passivo de vibrações em estruturas tem a função de atenuar os níveis de vibração excessivos sem utilização de qualquer fonte de energia exterior com o objetivo de um melhor desempenho dinâmico e subsequente aumento do conforto dos seus utilizadores

A Ponte Pedonal de Santo Tirso foi solucionada com este tipo de dispositivo de controlo pelo que é no presente capítulo aprofundada a sua função e dimensionamento sendo posteriormente estudada a sua sintonia.

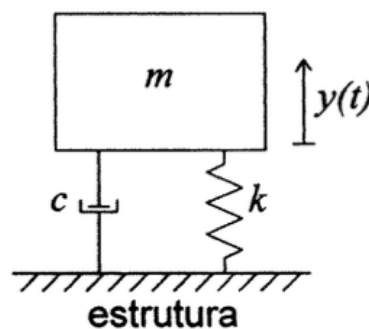


Fig. 3.1 – Esquema de funcionamento de um amortecedor de massa sintonizada (TMD) [1]

3.2. AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS – TMDs

Os TMDs podem estar presentes quer em edifícios quer em pontes pedonais. Definindo este sistema, trata-se geralmente de uma massa adicional que é ligada à estrutura através de uma mola e de um amortecedor dispostos em paralelo (Figura 3.1), sendo o seu comportamento equiparado ao de uma estrutura com um grau de liberdade. Este sistema pode ser usado quer para ações horizontais como verticais e é eficaz quando aplicado a estruturas de baixo amortecimento, isto é, até coeficientes de amortecimento de 4% ou 5%. Acima destes valores os resultados não são satisfatórios [1].

Na prática, a sintonização do TMD passa por dimensionar o sistema com uma frequência natural ligeiramente inferior à frequência natural da estrutura sendo que a reação de controlo é exercida pela reação conjunta da mola e do amortecedor sobre a estrutura principal, a qual é função do tempo e atua no sentido contrário ao movimento da estrutura.

Os TMDs são dimensionados tendo em vista o controlo de um único modo de vibração, o mais baixo, no entanto para se controlar mais do que um modo de vibração é necessário o dimensionamento de tantos TMDs quantos modos de vibração a controlar.

A sintonização do TMD é feita com a escolha dos seus parâmetros (massa, rigidez e amortecimento) de acordo com o modo de vibração da estrutura a controlar e com a finalidade de minimizar tanto a amplitude dos deslocamentos, respetivas velocidades ou acelerações da estrutura. Para dimensionar qualquer amortecedor de massa sintonizada é necessário saber qual o tipo de solicitação que se está a controlar pelo que poderá ser harmónica, periódica não harmónica ou harmónica. No caso da ponte pedonal de Santo Tirso as ações exteriores a que esta está sujeita são harmónicas visto que a passagem dos peões podem ser representada como funções de carga sinusoidais.



Fig. 3.2 - TMD ponte Santo Tirso antes da sintonia [11]



Fig. 3.3 - TMD ponte Santo Tirso após sintonia [11]

3.2.1. APLICAÇÃO DE UM TMD

A aplicação de um amortecedor de massas sintonizadas não possibilita a eliminação das vibrações mas sim a sua atenuação por forma a garantir parâmetros de segurança e conforto já anteriormente referidos. Isto leva à garantia de menores deslocamentos em condições de ressonância, o que conduz a um alargamento da gama de frequências admissíveis de excitação e assim a um aumento da eficiência do sistema.

Teoricamente, o modelo de funcionamento de um amortecedor de massas sintonizadas (Figura 3.4) é constituído por um sistema principal com uma massa m_1 e uma rigidez k_1 ao qual está ligado uma

massa adicional m_2 através de uma mola de rigidez k_2 e um amortecedor com constante c_2 estando nesta formulação implícito um amortecimento estrutural nulo.

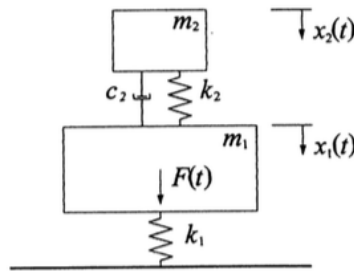


Fig. 3.4 - Modelo do funcionamento teórico de um TMD [1]

Sob a atuação de uma força sinusoidal $F(t)=F_0\sin\omega t$ sobre a massa m_1 , a respetiva amplitude permanente é definida pela seguinte equação

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{(2\xi_2 r_1 q)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^4 + q^2\}^2 + (2\xi_2 r_1 q)^2 [1 - r_1^2(1 + \mu)]^2}} \quad (3.1)$$

e a amplitude do movimento permanente da massa adicional m_2 é definida por

$$\frac{X_2}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{q^4 + (2\xi_2 q)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^4 + q^2\}^2 + (2\xi_2 r_1 q)^2 [1 - r_1^2(1 + \mu)]^2}} \quad (3.2)$$

em que ξ_2 é o respetivo coeficiente de amortecimento dado por

$$\xi_2 = \frac{c}{2\sqrt{k_2 m_2}} \quad (3.3)$$

onde r_1 representa a razão entre frequência de excitação e a frequência inicial do sistema

$$r_1 = \omega \sqrt{\frac{m_1}{k_1}} = \frac{\omega}{\omega_{11}} \quad (3.4)$$

r_2 traduz a relação entre a frequência de excitação e a frequência do amortecedor

$$r_2 = \omega \sqrt{\frac{m_2}{k_2}} = \frac{\omega}{\omega_{22}} \quad (3.5)$$

μ representa o quociente das massas m_2 e m_1

$$\mu = \frac{m_2}{m_1} \quad (3.6)$$

e

$$q = \frac{\omega_{22}}{\omega_{11}} \quad (3.7)$$

De seguida apresentam-se as Figuras 3.5 e 3.6 [1] que representam a amplitude do movimento da massa m_1 em função de r_1 seguindo a equação 3.1. Na primeira curva (caso 1) adoptou-se $q=0,9$ e $\mu=0,20$ variando-se o amortecimento do TMD. Fez-se o mesmo na Figura seguinte (caso 2) mas com $q=0,8$ e $\mu=0,20$. De acordo com o apresentado, é notório que não é possível anular por completo o movimento da massa principal (ou seja a estrutura). Repare-se na existência de dois picos correspondentes às duas frequências de ressonância onde para menores valores do amortecimento do TMD se obtêm deslocamentos máximos da estrutura e para maiores valores de amortecimento se observa o contrário. Extremamente pertinente são os pontos P e Q , sendo que todas as curvas passam por eles, dependentes de q e μ e fixos.

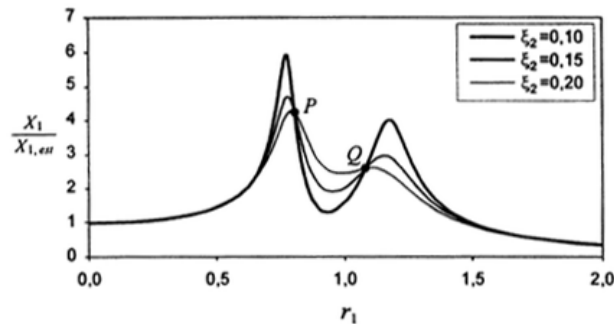


Fig. 3.5 - Amplitude do movimento da massa principal (caso 1)

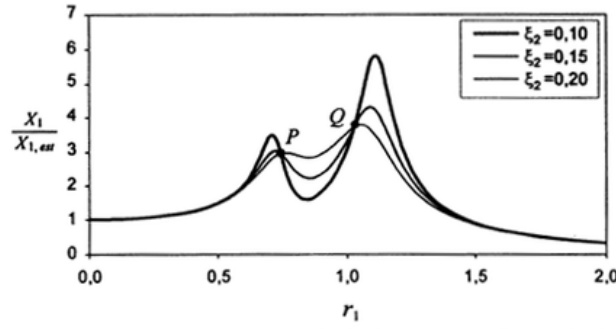


Fig. 3.6 - Amplitude do movimento da massa principal (caso 2)

Como já referido, sintonizar o TMD significa adotar os seus parâmetros com o objetivo da atenuação tanto quanto possível dos deslocamentos do sistema principal, a estrutura. Os valores de q adotados anteriormente são “extremos” de forma que as funções apresentam um máximo mais elevado que outro. É lógico que com um valor intermédio os máximos se aproximem até ao ponto em que igualem as duas frequências de ressonância, chamando-se este o q_{opt} que se obtém impondo amplitudes de deslocamentos iguais para os dois pontos fixos.

O valor de q_{opt} , permite calcular a rigidez ótima, obtém-se da seguinte maneira:

$$q_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (3.8)$$

Já o amortecimento ótimo do TMD que é dado por

$$\xi_{2opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \quad (3.9)$$

As estruturas reais têm amortecimento, pelo que a aplicação do TMD a uma estrutura com amortecimento é algo diferente da introdução dada no ponto anterior. O modelo teórico (Figura 3.7) engloba uma massa principal m_1 ligada ao exterior por uma mola com uma rigidez k_1 e um amortecedor com respetiva constante c_1 , à qual se liga uma massa adicional m_2 através de uma mola com rigidez k_2 e um amortecedor com constante c_2 .

Considerando de novo a atuação de uma excitação sinusoidal $F(t) = F_0 \sin \omega t$ sobre a estrutura, a amplitude do movimento permanente da massa principal m_1 é dada por

$$\begin{aligned} & \frac{X_1}{X_{1,est}} \\ &= \sqrt{\frac{(2\xi_2 r_1 q)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{(2r_1)^2 [\xi_2 (r_1^2 (1 + \mu) - 1) + \xi_1 (r_1^2 - q^2)]^2 + [\mu q^2 r_1^2 - (r_1^2 - 1)(r_1^2 - q^2) + (2r_1)^2 \xi_1 \xi_2]^2}} \end{aligned} \quad (3.10)$$

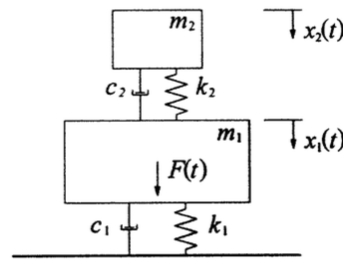


Fig. 3.7 - Modelo do funcionamento teórico de um TMD (estrutura com amortecimento) [1]

Recapitulando o dimensionamento do TMD, é necessário calcular a sua frequência ótima q_{opt} e o coeficiente de amortecimento ótimo ξ_{2opt} . A frequência ótima obtém-se fazendo com que os dois máximos da função amplitude do movimento tenham valores iguais e o respetivo coeficiente de amortecimento ótimo obtém-se fazendo com que os dois pontos fixos sejam o máximo dessa função.

Poderá neste ponto surgir a opinião que estamos perante um paradoxo, isto é, as estruturas têm amortecimento logo $\xi_1 \neq 0$ como estava implícito até agora. No entanto em casos em que ($\xi \leq 1\%$), Bachmann e Weber [5] sugerem a utilização normal das equações equiparando a quando é nulo o amortecimento estrutural enquanto que nas restantes situações Moutinho [1] sugere o uso de ábacos para a determinação de parâmetros ótimos e da amplitude máxima do deslocamento relativo entre TMD e estrutura. Os ábacos estão de seguida apresentados nas Figuras 3.8 a 3.11.

Estes ábacos permitem a identificação dos parâmetros ótimos de m_2 , k_2 e ξ_2 , assim como o respetivo deslocamento entre as duas massas, estrutura e TMD. Assim e apresentando os ábacos, no da Figura 3.8 são indicadas as curvas de amplificação dinâmica com a finalidade de determinar o valor da massa m_2 . No ábaco da Figura 3.9 consegue quantificar o valor ótimo de q de modo a permitir obter o valor da rigidez da respetiva mola. No ábaco da Figura 3.10 sugere o valor do coeficiente ótimo do amortecedor do TMD e por fim no ábaco da Figura 3.11 mostram-se as curvas de amplificação máxima da variação do deslocamento relativo entre as massas do sistema por forma a dimensionar o espaçamento mínimo a deixar entre as referidas massas.

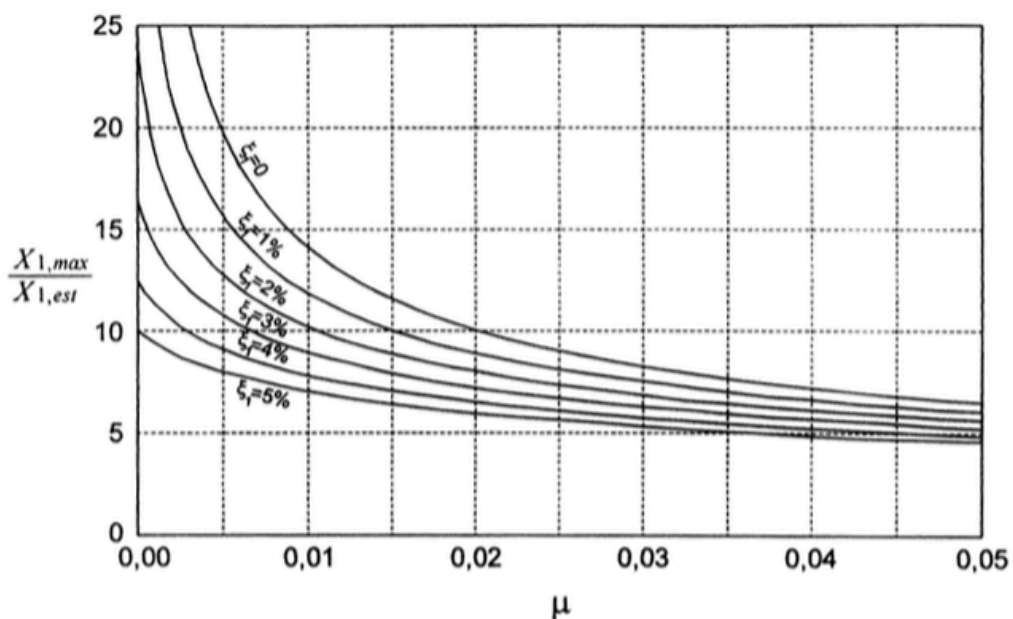


Fig. 3.8 - Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal

Bachmann e Weber [5] salientam a importância da sintonização da frequência ótima do TMD ser fulcral para a obtenção de uma boa eficiência do sistema de controlo.

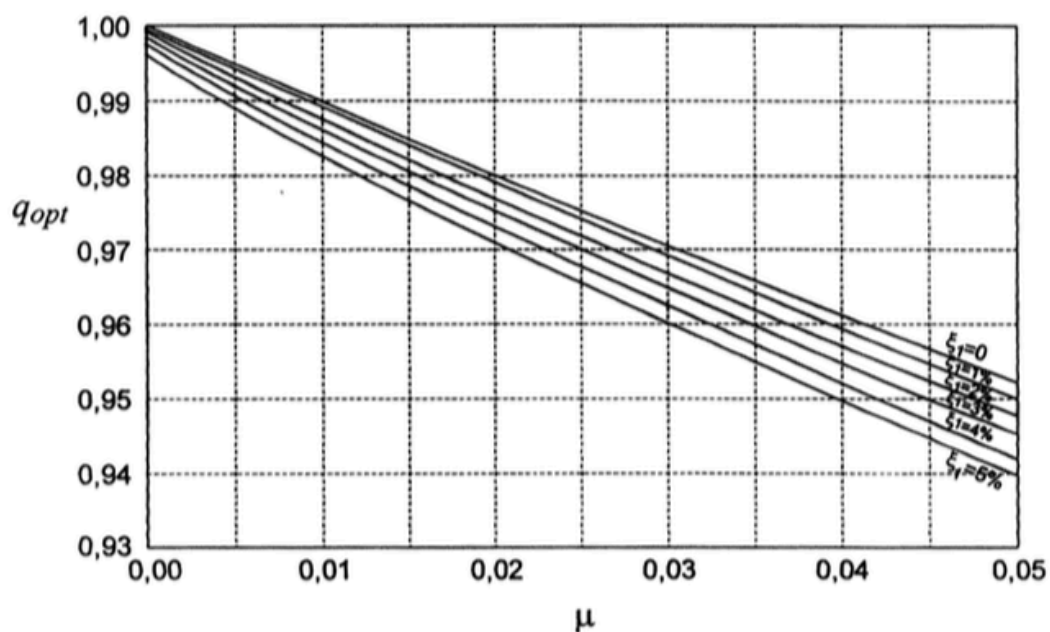


Fig. 3.9 - Curvas para determinação do valor ótimo de q

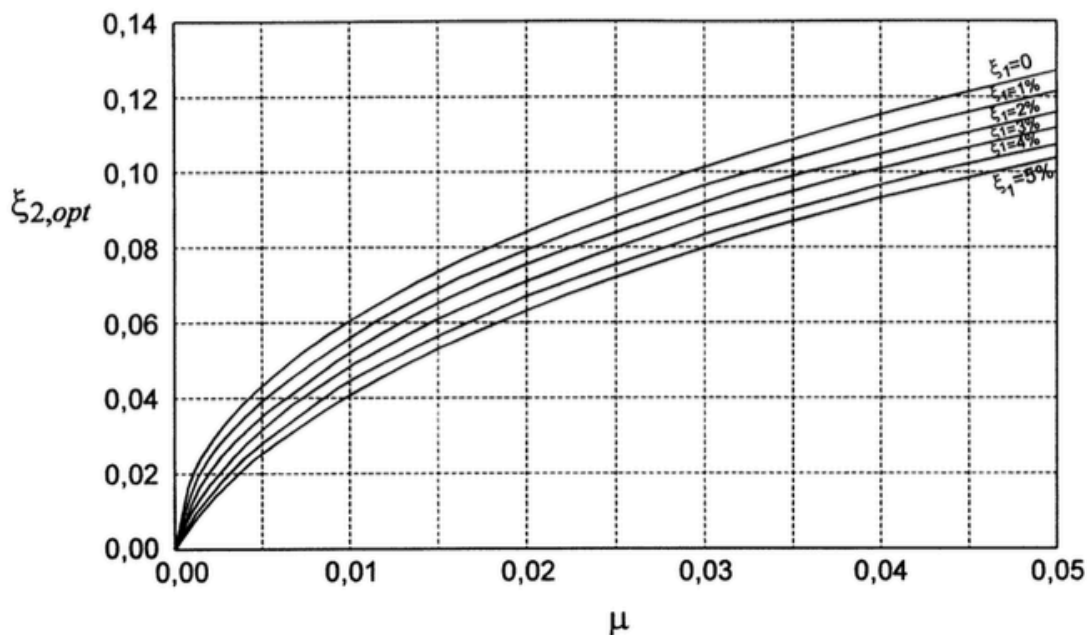


Fig. 3.10 - Curvas para determinação do valor ótimo de ξ_2

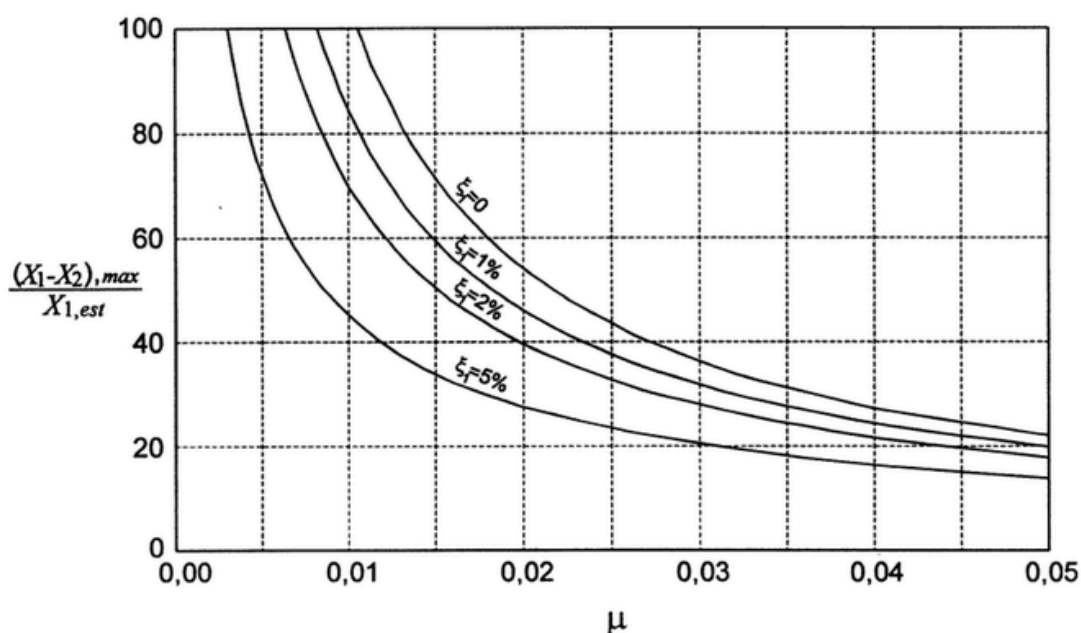


Fig. 3.11 - Curvas de amplificação máxima do deslocamento relativo entre a massa principal e a massa adicional

3.2.2. PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO DE UM TMD

Antes de referir o respetivo processo de dimensionamento é importante aludir que a ação do peão é caracterizada por funções de carga que representam a variação da força transmitida ao pavimento ao longo do tempo, no entanto, até aqui, a ação exterior considerada foi do tipo sinusoidal e que não reflete a ação introduzida pelos peões.

Neste ponto é necessário definir uma ação sinusoidal equivalente com vista a produzir os mesmos efeitos que a ação periódica não sinusoidal. Isto é possível através do desenvolvimento em série de Fourier das variadas funções de carga resultantes da ação do peão e assim cada ação pode ficar reproduzida, aproximadamente, por uma soma de ações sinusoidais.

No capítulo anterior foram analisados os limites de conforto no que diz respeito às acelerações em pontes pedonais e o processo de dimensionamento de um TMD parte na consideração do caso mais desfavorável em termos de resposta máxima da estrutura sendo necessário considerar os mais variados tipos de ações que os peões podem induzir sobre as estruturas, sem descuidar à variabilidade dos vários parâmetros que as caracterizam e tendo especial atenção a frequência da passada.

Assim que a situação mais desfavorável for identificada com o respetivo valor máximo da aceleração vertical, é neste ponto que são calculadas as características do TMD a impor por forma a validar que a aceleração medida está dentro dos parâmetros de segurança e conforto. Neste ponto são usados os ábacos [1] anteriormente referidos por forma a obter o valor de μ para que tal se suceda seguido de considerar a aceleração máxima que se pretende atingir que deve ser inferior à aceleração máxima admissível. Com estes valores e como a resposta é dominada pela frequência de ressonância, é possível obter os valores de deslocamento máximo, velocidade máxima e deslocamento estático. Calculado este valor e recorrendo às curvas de amplificação do ábaco da Figura 3.8 é possível obter o valor de μ mínimo a utilizar. Assim que este valor é tido obtém-se os parâmetros ótimos do TMD ao consultar os ábacos das Figuras 3.9 e 3.10. Segundo o ábaco da Figura 3.11 é possível determinar a distância mínima a assegurar entre o sistema principal e a massa adicional para que não haja contato

entre as mesmas sendo aconselhável aplicar ao valor obtido pelo ábaco um incremento suplementar como medida de segurança.

O TMD não produz efeito satisfatório para estruturas com amortecimento superior a 4% e também é de interesse adotar valores de μ inferiores a 0,02 para que não haja perda significativa de eficiência no objetivo primordial do sistema, atenuar as vibrações.

Após ter o TMD meticulosamente dimensionado é pertinente que a localização do mesmo seja astuta de forma a ser mais eficiente, eficaz reduzindo os encargos económicos a ele associados pelo que é necessário colocar o TMD num ponto de máxima amplitude da configuração do modo de vibração que se está a controlar.

3.2.3. UTILIZAÇÃO DE VÁRIOS TMDs NUMA SÓ ESTRUTURA E TMDs EQUIVALENTES

Como já foi enunciado, um amortecedor de massas sintonizadas apenas controla as vibrações produzidas pelo modo de vibração que estamos a controlar pelo que em certos casos nos deparámos que numa mesma estrutura poderá ocorrer níveis de vibração elevados consequentes de mais que um modo de vibração em virtude de diferentes frequências de passada do peão. É o caso da ponte pedonal de Santo Tirso onde são controladas a primeira e terceira frequências naturais da estrutura. Cada TMD é sintonizado para cada uma das frequências já que ambas mostraram não obter resultados satisfatórios no que diz respeito a acelerações máximas para o conforto humano. Visto isto, o dimensionamento de cada TMD pode ser feito de forma isolada sem qualquer interferência dos demais.

Por vezes ao dimensionar o TMD somos guiados até soluções muito robustas ou simplesmente inexequíveis por restrições arquitectónicas contudo existe a possibilidade de contornar estas restrições com a concepção de um conjunto de n TMDs (sendo estes logicamente menores) que ao serem colocados em diferentes pontos da estrutura produzem praticamente o mesmo efeito que o TMD inicial. Neste aspeto e recapitulando o dimensionamento, primeiramente interessa saber o valor de μ que conduz ao fator de amplificação dinâmica desejado, face às características da estrutura e da excitação. Assim é necessário neste momento escolher o número e respetiva localização dos mesmos com a percepção que serão obtidas características distintas em termos da massa adicional, da rigidez e da constante de amortecimento.

A estratégia comum passa por admitir a introdução de dois TMDs equivalentes e, se não for o mais indicado pelas mesmas razões atrás referidas, aumentar o número de dispositivos até encontrar a solução satisfatória em termos de concepção. As regras de dimensionamento e posição não fogem do já apresentado pelo que se torna inato que os dispositivos se situem nas secções afetadas a valores elevados das componentes modais relativas à configuração modal em causa.

3.3. EXEMPLOS DE DIFERENTES AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS

No presente subcapítulo, serão enumerados alguns exemplos de diferentes amortecedores de massa sintonizada uma vez que são usados não só para pontes pedonais mas também para melhorar a resposta das estruturas sujeitas à excitação do vento. Será feita uma pequena descrição sobre os mesmos. Este ponto é também para retratar a existência de diferentes amortecedores de massas sintonizadas para além do que foi até aqui referido.

3.3.1. AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADA TRANSLACIONAIS

A Figura 3.12 ilustra a típica configuração de um amortecedor de massa sintonizada translacional unidirecional. A massa deste sistema assenta sobre rolamentos que funcionam como cilindros e

permitem que esta se mova lateralmente em relação ao piso. As respectivas molas e amortecedores são colocadas entre a massa e os suportes verticais adjacentes. Estes suportes têm a função de transmitir a força lateral desfasada ao nível do piso. Existem também amortecedores translacionais bidimensionais que são configurados com molas e amortecedores em duas direções ortogonais e têm o benefício de controlar as vibrações estruturais em dois planos ortogonais. Na Figura 3.13 é possível visualizar um amortecedor deste tipo numa estrutura real, aplicado na torre Huis Ten Bosch em Nagasaki.

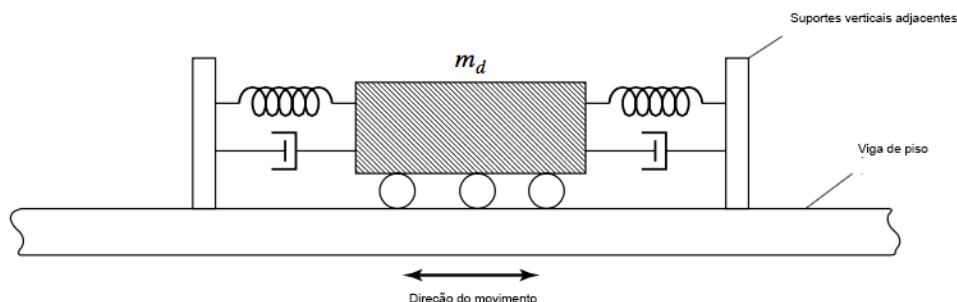


Fig. 3.12 - Modelo esquemático de um amortecedor de massa sintonizada translacional

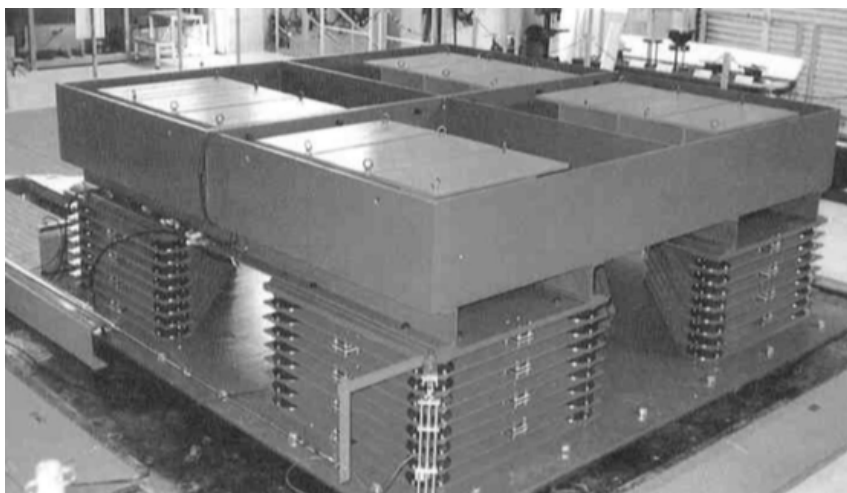


Fig. 3.13 - Amortecedor de massas sintonizadas translacional aplicado na Torre Huis Ten Bosch em Nagasaki

3.3.2. AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADA DO TIPO PÊNDULO

O tipo de TMD referido no ponto anterior pode ser sujeito a alguns problemas associados ao comportamento dos rolamentos instalados por baixo da massa. Este problema pode ser evitado ao suspender a massa através de cabos, o que permite que o sistema de controlo funcione como um pêndulo, como o que no dia a dia se associa aos relógios. A Figura 3.14 mostra um pêndulo simples, suspenso ao piso através de cabos e fisicamente o movimento do piso induzido por ações exteriores irá provocar a excitação no sentido contrário do pêndulo, isto é, as forças de inércia provocadas no pêndulo pelo deslocamento do piso vão contrariar a excitação do mesmo atenuando as magnitudes das

vibrações. Este tipo de pêndulo simples tem muitas limitações pelo que é normalmente preterido face ao pêndulo composto. A torre Taipei 101 em Taiwan, edifício que foi entre 2004 e 2010 o mais alto do mundo está servido por um amortecedor de massa sintonizada do tipo pêndulo e que pode ser observado através da Figura 3.15 e em corte a localização do mesmo na Figura 3.16.

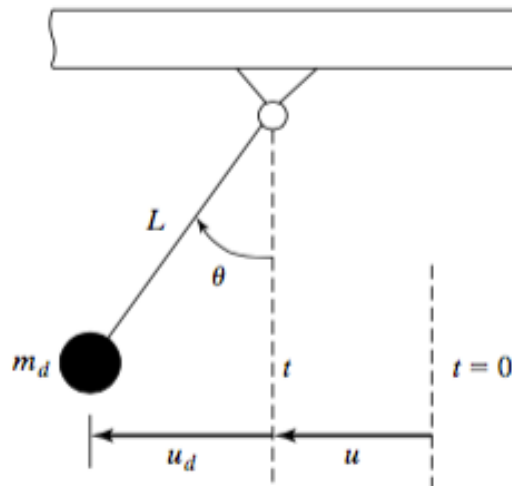


Fig. 3.14 – Esquema de um amortecedor de massa sintonizada do tipo pêndulo simples



Fig. 3.15 - Amortecedor de massa sintonizada tipo pêndulo na torre Taipei 101 em Taiwan

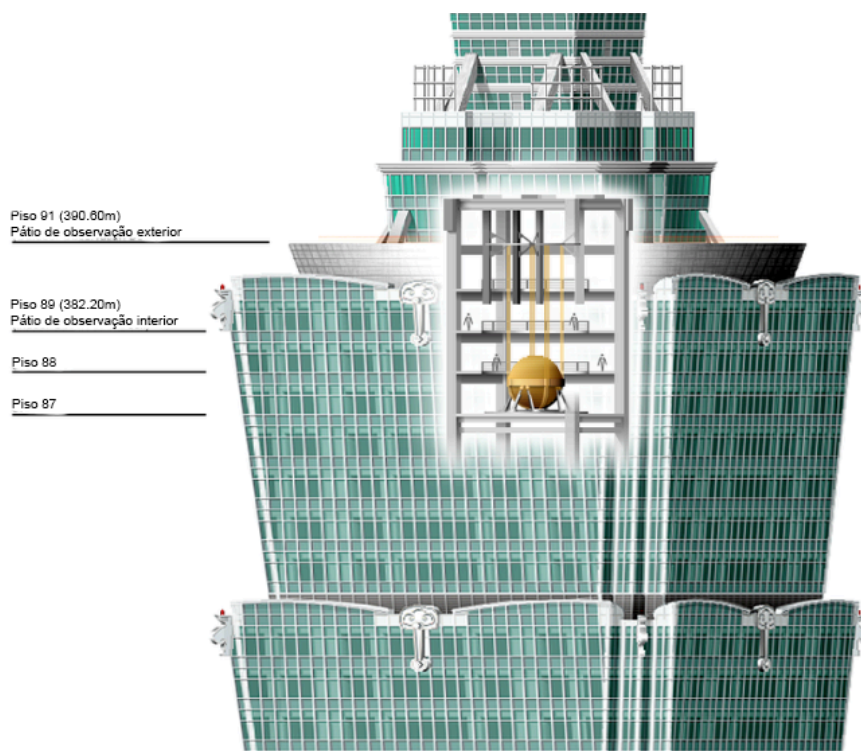


Fig. 3.16 - Localização do amortecedor de massa sintonizada do tipo pêndulo na Torre Taipei 101 em Taiwan

3.4. EXEMPLOS DE PONTES PEDONAIS COM TMDs

A título exemplificativo serão aqui referidas algumas pontes pedonais com a particularidade de também controlarem as vibrações induzidas pela ação pedonal através de amortecedores de massas sintonizadas. Desta forma é visível que ao longo dos últimos tempos a eficiência demonstrada por estes sistemas de controlo passivo tem vindo a ganhar posição evitando o aumento da robustez deste tipo de pontes e permitindo cada vez mais projetos arrojados interligando a funcionalidade da estrutura com o design e inserção da mesma no meio urbano como ponto característico da cidade em questão.

O primeiro exemplo é o da ponte pedonal Pedro e Inês em Coimbra, projeto desenvolvido pela Adão da Fonseca, onde foi preconizado 7 conjuntos de dispositivos de amortecimento (TMDs) nas secções assinaladas na Figura 3.17. Na Figura 3.18 apresenta-se uma vista geral da Ponte onde fica o apontamento de design e funcionalidade interligados e apoiados pelos amortecedores de massas sintonizadas.

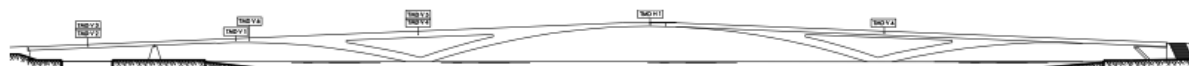


Fig. 3.17 - Localização dos TMDs na ponte pedonal Pedro e Inês em Coimbra



Fig. 3.18 - Vista geral da ponte pedonal Pedro e Inês em Coimbra

O segundo exemplo designado é a ponte pedonal da FEUP (Figura 3.19). A ponte pedonal que liga a zona da biblioteca à cantina está munida de um amortecedor de massas sintonizadas. A ponte é visivelmente esbelta, tratando-se de uma ponte com o tabuleiro “stress ribbon” com 15 centímetros de espessura apoiada nos encontros e num pilar intermédio. Desta forma as vibrações induzidas pela ação pedonal são atenuadas através desse dispositivo instalado, constituindo mais um exemplo de um projeto interessante incluindo um sistema de controlo deste tipo.



Fig. 3.19 - Vista geral da ponte pedonal da FEUP

4

A PONTE PEDONAL DA RABADA EM SANTO TIRSO

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é apresentada a ponte pedonal que foi alvo de estudo. A sua localização, geometria, propriedades mecânicas e dinâmicas serão aqui disponibilizadas com finalidade de enquadrar a ponte pedonal no estudo que aqui é apresentado sobre a influência da temperatura na dessintonização dos TMDs que a mesma possui.

A ponte pedonal de Santo Tirso atravessa o Rio Ave, é localizada na freguesia de Burgães e está contemplada no percurso pedonal e ciclável que liga a cidade ao Parque Urbano da Rabada. Esta obra teve origem num projeto de reabilitação das margens do rio e a sua utopia será aquando da criação da continuidade pedonal e ciclável de forma estruturada que criará uma vertente com qualidade para a população que maioritariamente utiliza o veículo motorizado como primeiro meio de transporte [4].

O projeto desta ponte ficou a cargo da empresa SOPSEC e os ensaios dinâmicos a cargo do Laboratório de Vibrações e Monitorização de Estruturas da FEUP (ViBEST). Na Figura 4.1 está a vista aérea do Parque da Rabada, onde a ponte está inserida, esta fotografia encontra-se na página Web da Câmara Municipal de Santo Tirso.



Fig. 4.1 - Vista aérea do Parque da Rabada, Santo Tirso

4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E MECÂNICA DA PONTE

4.2.1. GEOMETRIA

A ponte pedonal da Rabada em Santo Tirso é uma ponte metálica em arco com uma extensão de 84 metros e o respetivo arco 60 metros de corda fazendo uma flecha de 6 metros. Por curiosidade, em termos de projeto de pontes em arco intitula-se por fator de atrevimento o quociente entre o quadrado do vão e a flecha da ponte pelo que neste caso significa um fator de 1176, é considerado um fator de atrevimento interessante, perceptível também pela abertura do mesmo, no entanto tratando-se de uma ponte pedonal é também inato que as cargas à qual está sujeita são menores que outros tipos de pontes.

As Figuras 4.2 e 4.3, retiradas do projeto da SOPSEC através de Rocha [13], representam, respetivamente, o alçado e a planta enquanto na Figura 4.4 se apresenta uma vista geral da ponte.

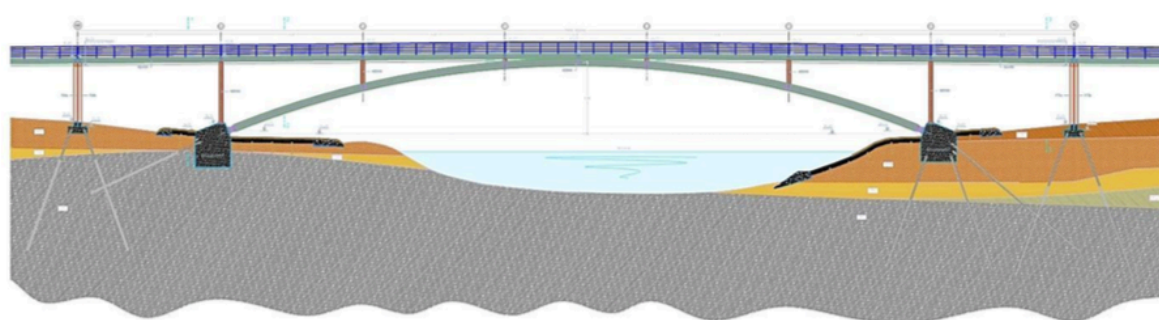


Fig. 4.2 - Alçado da ponte pedonal [13]



Fig. 4.3 - Planta da ponte pedonal [13]



Fig. 4.4 - Visão geral da ponte pedonal de Santo Tirso

Ao nível das condições de apoio, o arco é biarticulado ligando-se aos encontros de betão armado materializados na Figura 4.5 através de rótulas. A ligação entre o arco e o tabuleiro da ponte é rígida, à exceção dos quatro montantes centrais pois através de furos ovalizados é permitida rotação, e construída através de montantes espaçados longitudinalmente 12m.



Fig. 4.5 - Ligação das rótulas dos arcos ao encontro do betão armado

Na Figura 4.6 são visíveis os pilares de betão armado de dimensão $2,20 \times 0,30 \text{ m}^2$ e o seu enquadramento com a ponte, enquanto que na Figura 4.7 é exibida a vista transversal do tabuleiro da ponte correspondendo a uma largura útil de 4,80 metros.



Fig. 4.6 - Pilar de betão armado



Fig. 4.7 - Tabuleiro da ponte pedonal

Através da Figura 4.7 já referida é perceptível a existência de dois pavimentos diferentes, deck de madeira e pista ciclável. De forma a ser possível acomodar o deck de madeira, existiu a necessidade de execução de uma secção transversal não simétrica, apresentando-se na Figura 4.8 [13] a secção transversal da mesma. O tabuleiro é materializado por lajes maciças de betão armado composto por agregados leves assentes em pré-lajes armadas. Neste caso não estamos perante uma estrutura mista aço-betão pois não existem conectores entre ambos os materiais comportando-se de maneira isolada.



Fig. 4.8 - Pormenor da secção transversal da ponte numa secção de ligação a uma carlinga [13]

No que diz respeito aos perfis metálicos utilizados na estrutura, o arco é constituído por dois perfis curvos do tipo HEB600 (Figura 4.9 a), as longarinas exteriores, à exceção da longarina central, são materializadas por perfis do tipo HEB450 (Figura 4.9 b) e a estas são soldadas cantoneiras do tipo L200x100x10. Na longarina central não são soldadas cantoneiras (Figura 4.9 c). Os montantes da estrutura são realizados através de perfis HEB300 (Figura 4.9 d) enquanto que os contraventamentos destes são feitos através de perfis quadrados RHS 150x100x4 (Figura 4.9 e). As carlingas da estrutura são materializadas por perfis HEB450 no entanto existem dois tipos como apresentado nas Figuras 4.10 e 4.11, caso seja secção dos pilares extremos ou dos montantes, respetivamente.

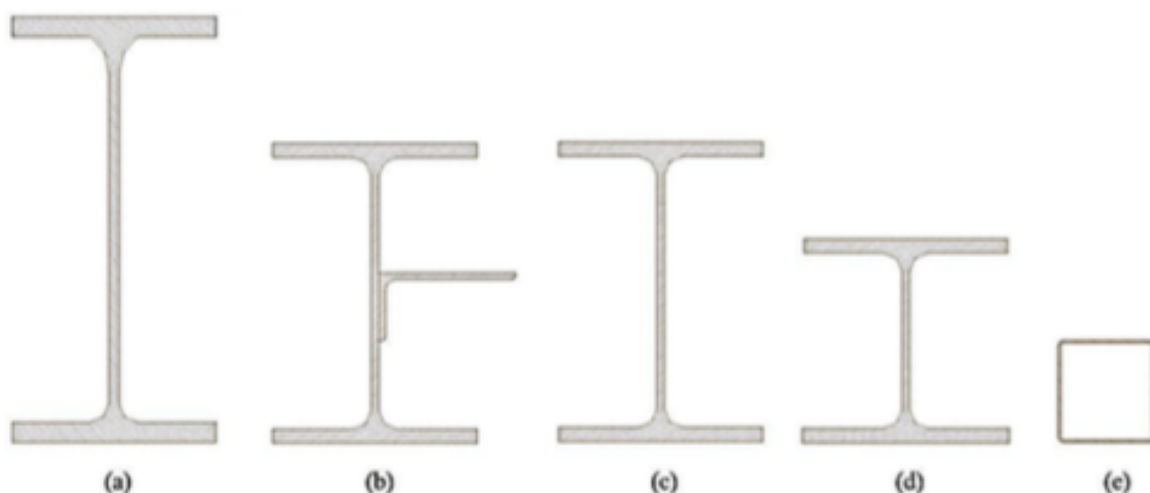


Fig. 4.9 - Perfis metálicos da ponte - secções transversais: HEB600 (a), HEA450 soldado a L200x100x10 (b), HEA450 (c), HEB300 (d) e RHS150x100x4 (e) [13]

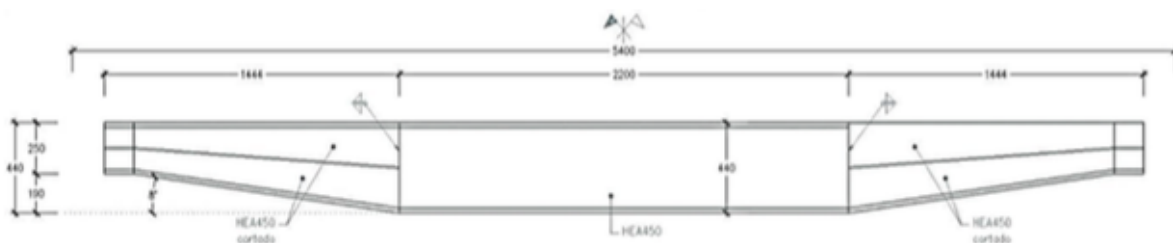


Fig. 4.10 - Carlinga na secção dos pilares extremos [13]

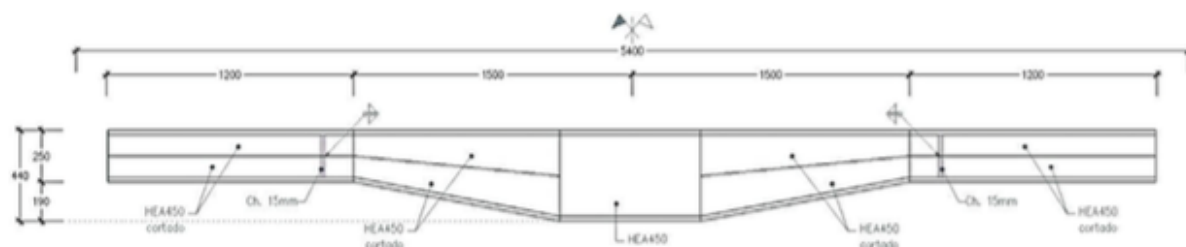


Fig. 4.11 - Carlingas na secção dos montantes [13]

4.2.2. FUNDAÇÕES

Relativamente às fundações foi usada uma solução mista de microestacas. Nas figuras 4.12 e 4.13 são representadas as soluções de fundação juntamente com a respetiva estratificação do solo. Na margem esquerda que dá acesso ao Parque da Rabada, a fundação possui 16 microestacas inclinadas em corte e em planta, enquanto que a margem oposta, a direita, é fundada por intermédio de 5 microestacas inclinadas em corte. Esta diferença deve-se à diferença de qualidade em termos de solo de fundação de uma margem para a outra. Os encontros estão devidamente protegidos contra a erosão dos solos através de revestimentos apropriados.

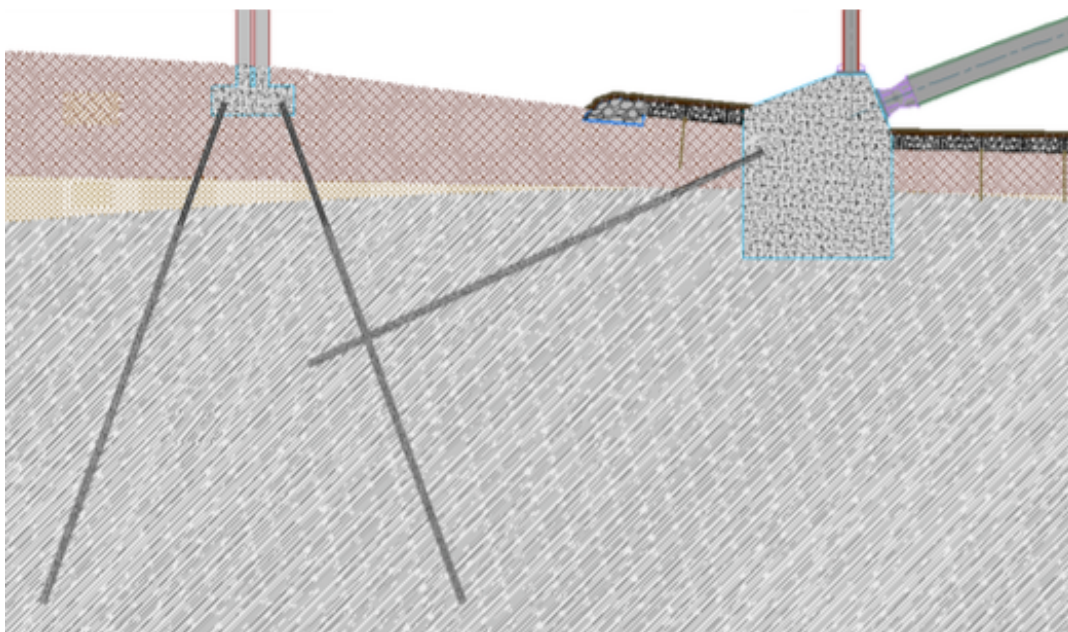


Fig. 4.12 - Representação das fundações da ponte na margem direita do Rio Ave [13]

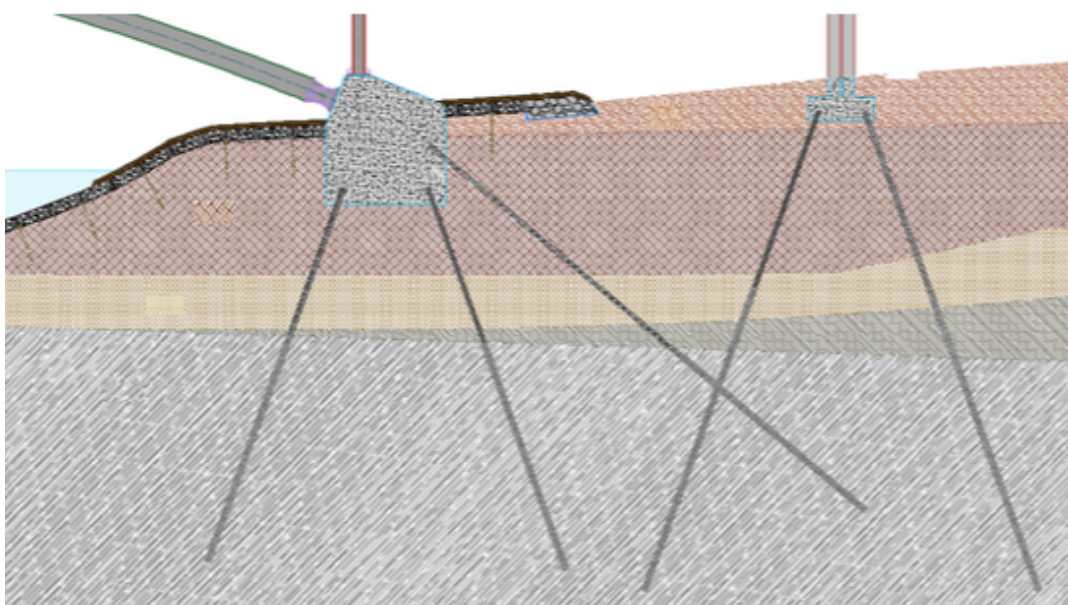


Fig. 4.13 - Representação das fundações da ponte na margem esquerda do Rio Ave [13]

4.2.3. MATERIAIS

Para a execução da estrutura da ponte os materiais utilizados são o aço S355JR no que diz respeito aos perfis metálicos e aço S235JR para os guarda corpos, enquanto que o que se refere a materiais de ligação como chumbadouros, parafusos, porcas e varões roscados são da classe 8.8. Os varões de aço são S500 e nas fundações aço N80.

No que refere à parte de betão, nas fundações foi utilizado o betão hidrofugado C30/37-XC2(P) e nas lajes maciças com pré-lajes armadas foi usado betão hidrofugado de agregados leves LC30/33-XC4(P). O deck do tabuleiro é de madeira maciça de Casquinha Vermelha de classe C24.

4.3. PROPRIEDADES DINÂMICAS DA PONTE PEDONAL

4.3.1. METODOLOGIA

Com a finalidade de determinar a vulnerabilidade da ponte a fenómenos de vibrações causados pela ação pedonal, é necessário avaliar as características dinâmicas da estrutura. O projetista, através de um modelo de elementos finitos, determinou os parâmetros dinâmicos da ponte, no entanto, como forma de validação e rigor associados a um projeto desta envergadura, o ViBEST procedeu a diversos ensaios dinâmicos de modo a validar os resultados obtidos. De seguida apresentam-se os dois estudos aqui referidos.

4.3.2. MODELO NUMÉRICO DE PROJETO

Através do programa de cálculo automático Robot Structure Analysis – Autodesk, a SOPSEC desenvolveu um modelo constituído por elementos de barra de forma a representar a parte metálica da estrutura e os pilares extremos, enquanto que representaram por elementos de casca a contribuição do tabuleiro. Este modelo numérico está representado na Figura 4.14.

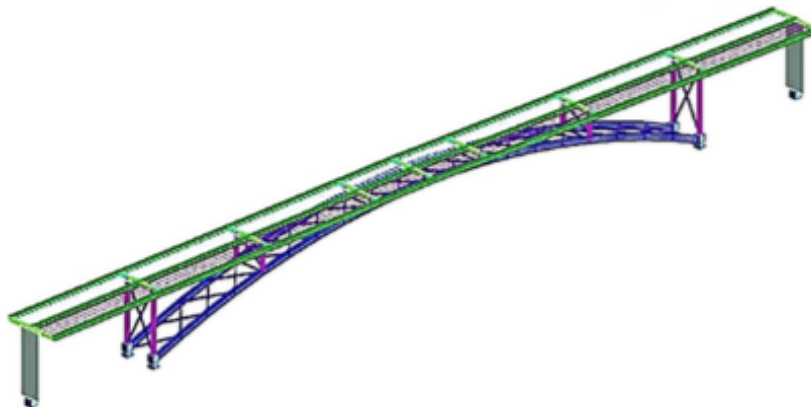


Fig. 4.14 - Modelo numérico desenvolvido pela SOPSEC [4]

Com este modelo foi possível perceber se a ação pedonal é responsável por vibrações excessivas causando desconforto humano como referido no capítulo 2 do presente trabalho. As três situações estudadas são: com a ponte descarregada; com a ponte carregada com meio peão por metro quadrado; e com a ponte com um peão por metro quadrado. Os resultados em termos de frequências desta análise modal estão apresentados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Frequências dos modos de vibração calculados pelo projetista para três cenários

Modo de Vibração	Cenário	Frequência (Hz)	Descrição do modo
1	0,0 P/m ²	1,50	1º modo longitudinal
	0.5 P/m ²	1,44	
	1,0 P/m ²	1,39	
2	0,0 P/m ²	2,45	1º modo lateral com torção
	0.5 P/m ²	2,34	
	1,0 P/m ²	2,25	
3	0,0 P/m ²	2,88	Modo de flexão simétrico vertical
	0.5 P/m ²	2,77	
	1,0 P/m ²	2,67	
4	0,0 P/m ²	4,31	Modo de flexão simétrico vertical com torção
	0.5 P/m ²	4,14	
	1,0 P/m ²	3,98	

O programa de modelação numérica permite para além das frequências dos modos de vibração conhecer o valor das massas modais. Sendo estes valores de relevância significativa, é aqui explicada a formulação usada pelo programa, sendo que este calcula a configuração dos modos de vibração normalizados em relação à massa, então:

$$\phi_n^T M \phi_n = 1 \quad (4.1)$$

Desta forma o vetor ϕ_n está normalizado em relação à massa. A massa modal para o modo normalizado em relação ao deslocamento máximo do tabuleiro pode ser obtido através do seu modo de vibração, considerando-se assim o modo de vibração normalizado em relação à componente máxima do tabuleiro ϕ'_n , sendo:

$$\phi'_n = b \phi_n \quad (4.2)$$

sendo b dado por:

$$b = \frac{1}{\phi'_{n,máx}} \quad (4.3)$$

assim, a massa modal M_n é calculada através de:

$$M_n = \phi_n'^T M \phi'_n \quad (4.4)$$

Substituindo ϕ'_n concordando com (4.2) obtém-se:

$$M_n = b^2 \phi_n^T M \phi_n \quad (4.5)$$

Para finalizar, substituindo as equações (4.1) e (4.3) na equação (4.5):

$$M_n = \frac{1}{(\phi_{n,máx})^2} \quad (4.6)$$

Com isto, no Quadro 4.2 estão apresentadas as massas modais para os primeiros três modos de vibração assim como as respetivas componentes modais máximas obtidas na fase de projeto.

Quadro 4.2 - Massas modais e respetivas componentes modais máximas [13]

Modo	Componente modal máxima	Massa modal (kg)
1	0,00379	69618
2	0,00345	84018
3	0,00510	38447

4.3.3. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL

Como já referido, os resultados apresentados no ponto anterior foram alcançados através de um modelo numérico. De forma a determinar as características reais da estrutura o ViBEST realizou um conjunto de ensaios experimentais. Aqui serão representados o ensaio de vibração ambiental e de vibração livre.

4.3.3.1. Ensaio de Vibração Ambiental

Este ensaio teve como finalidade a determinação das frequências e os respetivos modos de vibração. Desta forma foram instrumentadas 15 secções para avaliar esses parâmetros. As secções instrumentadas foram: secções dos apoios extremos do tabuleiro; secções do tabuleiro de ligação aos montantes; e as secções médias entre montantes. De forma genérica, as medições foram feitas a partir de ambas as extremidades do tabuleiro com afastamento entre secções de 6 metros, sendo isto perceptível através da Figura 4.15 onde está representado um esquema das secções instrumentadas para este ensaio.

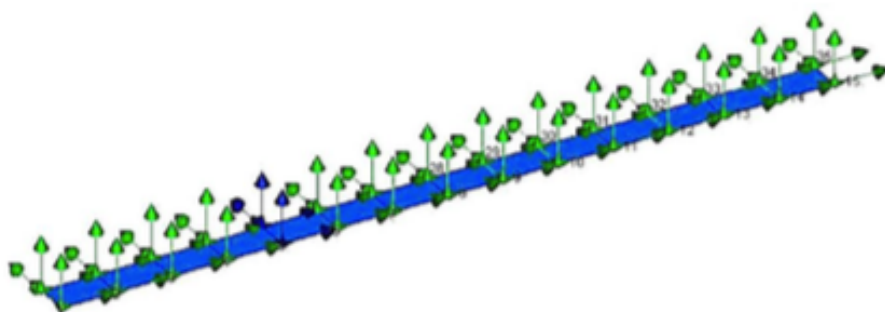


Fig. 4.15 - Esquema das secções instrumentadas para o ensaio de vibração ambiental [4]

Neste caso, foram instalados 5 sismógrafos munidos de acelerómetros triaxiais sincronizados via GPS (Figura 4.16). Três destes foram mantidos fixos nas secções 5 e 8 representadas na Figura 4.15 e os restantes foram percorrendo as restantes secções fazendo medições nos extremos montante e jusante do tabuleiro de modo a permitir também a avaliação dos modos de torção.



Fig. 4.16 - Sismógrafo sintonizado por GPS utilizado no ensaio de vibração ambiental [11]

Para cada secção foram colhidos 16 minutos de registos de vibrações ambiental amostrados a 100 Hz, resultados que numa fase posterior foram decimados para o intervalo de 0-5 Hz. A Figura 4.17 mostra os espectros de potência médios em correspondência com cada conjunto de medições realizadas, significando os seus picos as frequências naturais da estrutura. Através do software ARTEMIS, e recorrendo a dois tipos de algoritmos, nomeadamente o “Enhanced Frequency Domain Decomposition” (EFDD) e o “Stochastic Subspace Identification” (SSI), foram determinados os parâmetros modais da estrutura. As Figuras 4.18 e 4.19 apresentam os resultados obtidos através destes dois algoritmos.

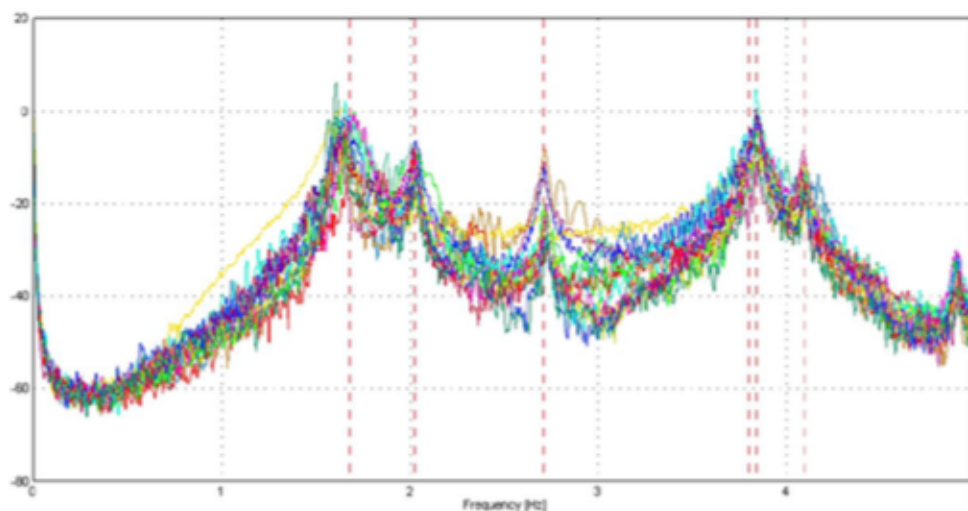


Fig. 4.17 - Espectros de potência médios referentes a cada conjunto de medições [11]

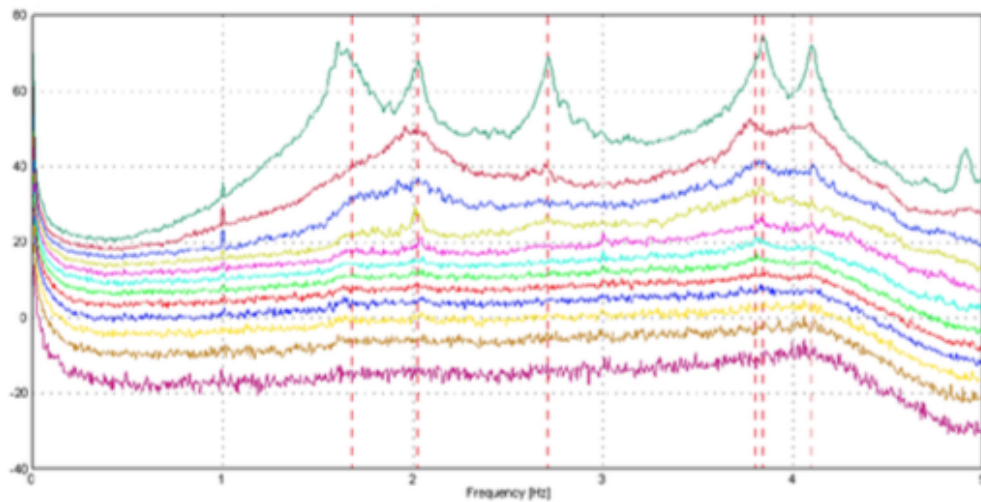


Fig. 4.18 - Espectros médios obtidos por aplicação do algoritmo EFDD [11]

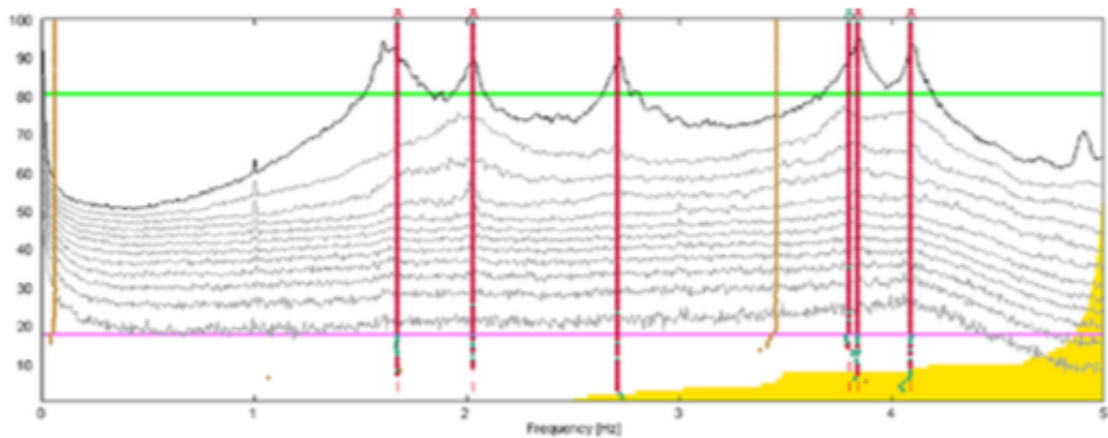


Fig. 4.19 – Espectros médios obtidos por aplicação do algoritmo SSI [11]

Analisando as Figuras 4.18 e 4.19 é possível ver que as frequências identificadas nas duas análises são convergentes. O relatório do ViBEST refere que tanto para o primeiro como para o segundo modos de vibração existe um duplo pico e que se pode concluir através desse facto que as frequências destes modos podem sofrer variações significativas em função da amplitude de vibração.

No Quadro 4.3 representam-se os resultados do ensaio de vibração ambiental em termos de frequências naturais e coeficientes de amortecimento modais, comparando esses valores com as frequências obtidas em projeto.

Quadro 4.3 - Comparação entre frequências de Projeto e medidas nos ensaios e coeficientes de amortecimento modais

Modo	Frequência em Projeto (Hz)	Frequência do Ensaio (Hz)	Coefficiente de Amortecimento Modal (%)
1	1,50	1,64	1,34
2	2,45	2,03	0,93
3	2,88	2,71	0,60
4	4,31	3,84	0,52
5	4,72	4,09	0,33

Na Figura 4.20 estão representadas as configurações dos primeiros três modos de vibração e respectivas frequências calculadas em projeto e obtidas através do ensaio de vibração ambiental.

$F_1 = 1.50\text{Hz}$ (calculated)



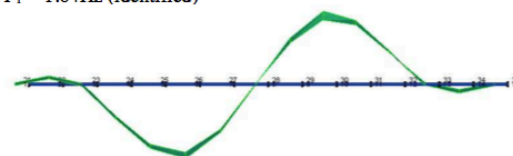
$F_2 = 2.45\text{Hz}$ (calculated)



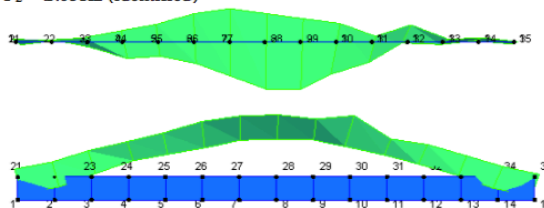
$F_3 = 2.88\text{Hz}$ (calculated)



$F_1 = 1.64\text{Hz}$ (identified)



$F_2 = 2.03\text{Hz}$ (identified)



$F_3 = 2.71\text{Hz}$ (identified)

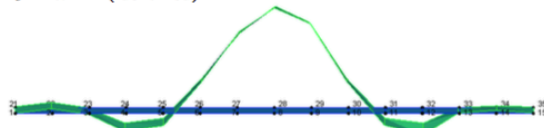


Fig. 4.20 - Modos de vibração calculados em projeto e identificados no ensaio de Vibração Ambiental [12]

4.3.3.2. Ensaio de Vibração Livre

Com o objetivo de caracterizar com rigor os coeficientes de amortecimento modais realizaram-se ensaios de vibração livre. Neste caso foram realizados dois tipos de ensaios: o primeiro libertando repentinamente um bloco com 900kg, suspenso a partir de dois pontos diferentes do arco; e o segundo recorrendo à vibração livre induzida por um peão a saltar num ponto específico do tabuleiro com o objetivo de entrar em ressonância com os modos críticos referentes à ação pedonal.

Na primeira situação, através da suspensão do bloco, foram realizados seis ensaios, sendo que em três deles o bloco foi fixado no eixo da ponte e nos restantes três fixando o bloco numa das extremidades do arco. Em ambos os casos o bloco foi colocado a cerca de 4 metros do início do arco. Para efetuar as medições deste ensaio foram, também, instalados cinco sismógrafos para registo da resposta. Nas

Figuras 4.21 e 4.22 é possível ver a esquematização da localização tanto do bloco como dos sismógrafos utilizados para ambas as situações da suspensão do bloco.

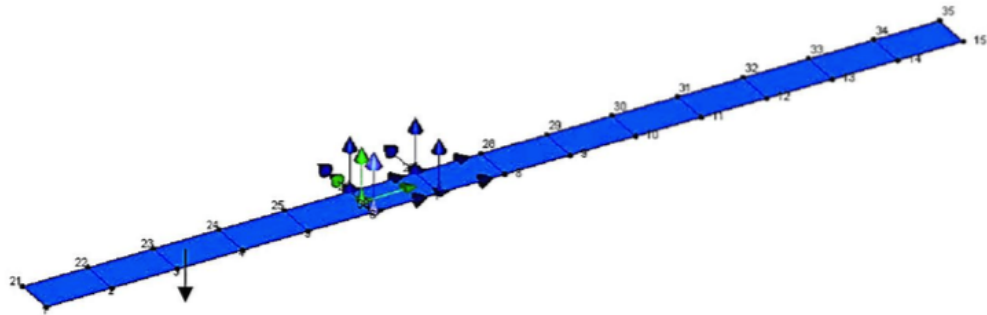


Fig. 4.21 - Posição do bloco e dos sismógrafos para o bloco alinhado com o eixo da ponte [10]

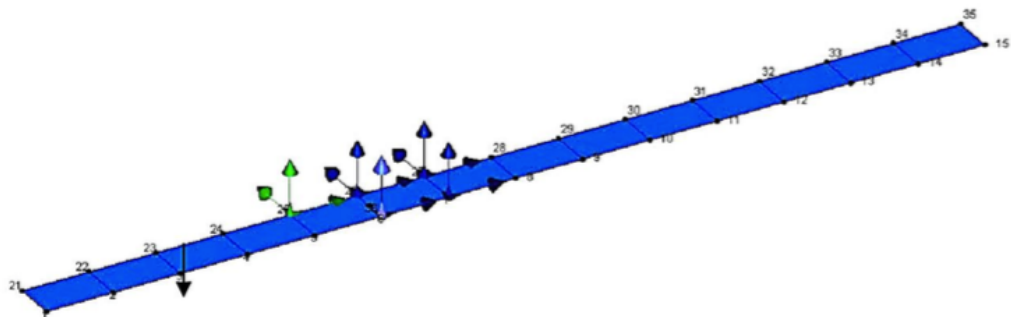


Fig. 4.22 - Posição do bloco e dos sismógrafos para os ensaios com o bloco na extremidade do arco [10]

Na Figura 4.23 está representada a resposta para o corte do bloco na situação em que ficou suspenso numa das extremidades do arco. Através desta resposta, o coeficiente de amortecimento modal pode ser estimado usando a equação (4.7) utilizando a envolvente do gráfico assinalada na Figura. Na Figura 4.24 apresentam-se os trabalhos de libertação do bloco.

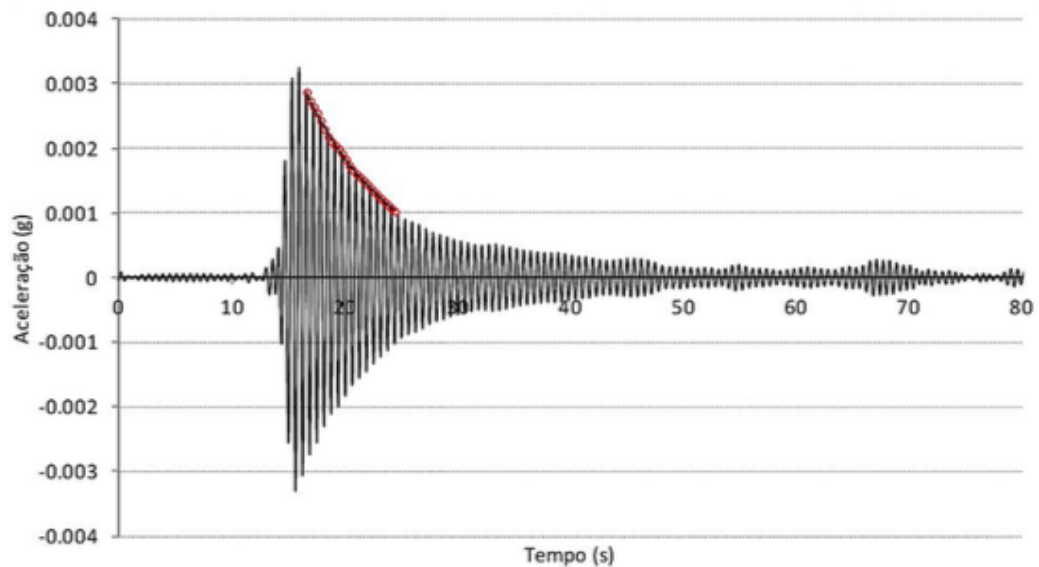


Fig. 4.23 - Resposta da estrutura quando libertado o bloco fixo à extremidade do arco. [10]



Fig. 4.24 - Trabalho de suspensão e corte do bloco nos ensaios de vibração livre [10]

$$\xi = \frac{1}{2\pi n} \ln \left(\frac{u_1}{u_{n+1}} \right) \quad (4.7)$$

Na expressão anterior, ξ corresponde ao amortecimento modal, u_1 ao deslocamento máximo medido num instante e u_{n+1} é o deslocamento máximo n períodos depois.

No caso do segundo ensaio anteriormente referido, realizou-se um teste de vibração livre induzida por um peão a saltar num ponto fixo da ponte. Para cada frequência natural a analisar, o peão saltava na secção de componente modal máxima igualando a frequência do modo de vibração em causa. Após uma paragem abrupta do salto rítmico é possível observar a estrutura em vibração livre e deste modo determinar o coeficiente de amortecimento modal.

Neste tipo de ensaios a dificuldade está em garantir a correta sincronização dos saltos com as frequências naturais e para que houvesse esta garantia foi utilizado um metrónomo. A utilidade deste ensaio foi a de complementar o ensaio de libertação do bloco principalmente sobre os modos na gama de frequências entre 2,0 e 4,0 Hz já que no ensaio anterior a sua mobilização não foi possível.

A Figura 4.25 representa a resposta obtida na secção de meio vão para saltos com frequência de 2.65Hz correspondendo ao terceiro modo de vibração da estrutura. Representam-se também no Quadro 4.4 os coeficientes de amortecimento modais obtidos através dos ensaios aqui referidos.

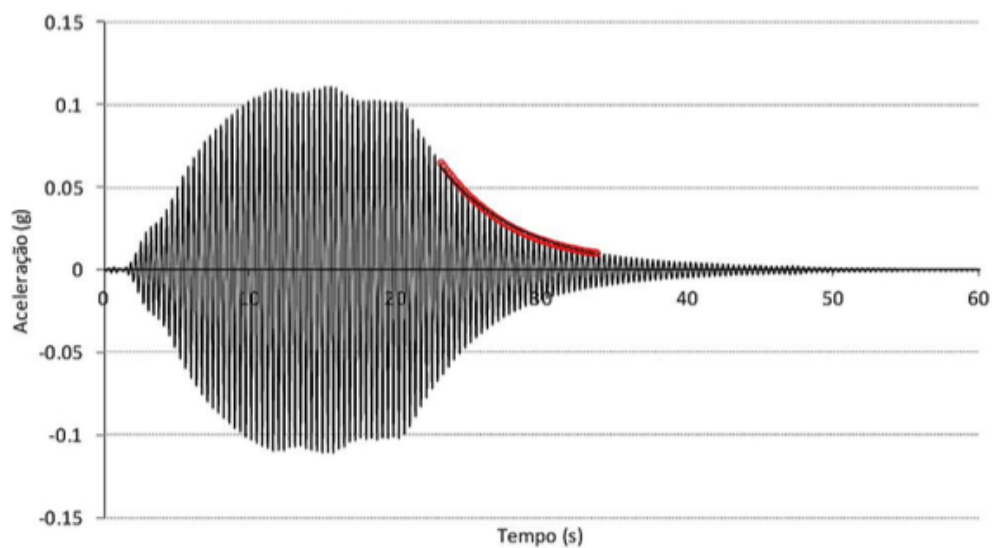


Fig. 4.25 - Resposta estrutural à excitação induzida por um peão em salto rítmico com uma frequência de 2,65 Hz.
[10]

Quadro 4.4 - Frequências naturais e coeficientes de amortecimento modais identificados em projeto e através dos diferentes ensaios realizados [10]

Modo	Frequência em Projeto (Hz)	Frequência Vib. Ambiental (Hz)	Frequência Vib. Livre (Hz)	ξ Ambiental (%)	ξ Livre (%)
1	1,50	1,64	1,60	1,34	1,13 - 1,30
2	2,45	2,03	1,99	0,93	1,15
3	2,88	2,71	2,65 - 2,71	0,60	0,56 - 1,05
4	4,31	3,84	n.d.	0,52	n.d.
5	4,72	4,09	4,05	0,33	0,49

5

TMDs DA PONTE PEDONAL EM SANTO TIRSO – COMPORTAMENTO DINÂMICO

5.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior foram apresentados os ensaios realizados pelo ViBEST. Deste modo foi perceptível a necessidade do controlo das magnitudes das vibrações induzidas pelos peões, o que foi possível com a instalação de dois amortecedores de massas sintonizadas (TMDs) com o objetivo de diminuir a amplitude das mesmas, controlando o primeiro e terceiro modos de vibração cujas frequências naturais da estrutura medidas foram de 1.64 Hz e 2,71 Hz [11].

Nos próximos pontos serão enunciadas as características dos TMDs instalados bem como o comportamento da estrutura com e sem estes dispositivos. De seguida apresentam-se os modelos teóricos dos TMDs para as frequências a controlar de forma a analisar a influência da temperatura na sintonização dos TMDs, objetivo primordial do presente trabalho que será maioritariamente aprofundado no próximo capítulo.

5.2. CARACTERIZAÇÃO DOS TMDs INSTALADOS

As acelerações para distintas condições de utilização [10] estão apresentadas no Quadro 5.1 e é perceptível face ao apresentado no capítulo 2 do presente trabalho que a ponte exibe um conforto mínimo numa situação com grande fluxo de peões em marcha lenta e atinge um nível intolerável em situação de passagem de peões em salto rítmico ou jogging segundo o SÉTRA.

Quadro 5.1 - Resultados mais gravosos da análise dinâmica realizada [10]

Modo	Cenário	Frequência (Hz)	$a_{x,max}$ (m/s ²)	$a_{z,max}$ (m/s ²)
1	1 Pessoa em andamento lento	1,50	0	0,47
	Andamento lento de 0,5 P/m ²	1,44	0	1,45
2	1 Pessoa em jogging	2,45	1,46	1,15
	Andamento acelerado de 0,5 P/m ²	2,34	0,36	0,28
3	1 Peão em corrida	2,88	0,27	4,04
	1 Peão em corrida	2,80	0,07	0,90

Perante estes cenários foram instalados dois TMDs na ponte pedonal [11], sintonizados para o primeiro e terceiro modos de vibração. Na Figura 5.1 é visível a localização dos dispositivos para o controlo das vibrações, localizados estes nos anti-nodos dos respetivos modos. No Quadro 5.2 são enunciadas as características dos TMDs propostos em que f_{TMD} , M_{TMD} , K_{TMD} e C_{TMD} correspondem à frequência, massa, rigidez e amortecimento dos TMDs, respetivamente.

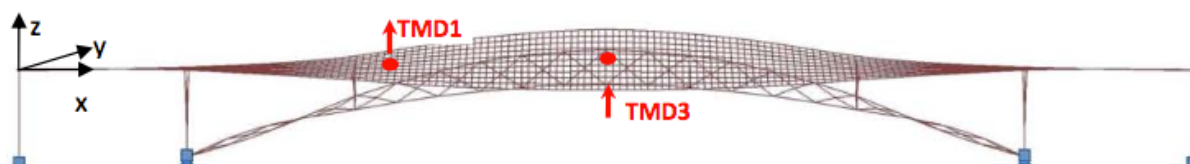


Fig. 5.1 - Localização dos TMDs instalados na ponte pedonal [11]

Quadro 5.2 - Características dos TMDs propostos [11]

Modo/ TMD	Frequência (Hz)	Massa modal (kg)	Características dos TMDs totais				
			fTMD (Hz)	MTMD (kg)	KTMD (N/m)	CTMD (Ns/m)	Desl. Relativo (mm)
1	1,59	81544	1,56	1400	135050	2150	±100
3	2,65	40792	2,61	700	187570	1790	±100

Cada TMD associado a cada modo foi dividido em dois dispositivos individuais, isto é, por dois TMDs equivalentes como referido no capítulo 3 do presente trabalho. Por simplificação, doravante admite-se que a cada modo apenas está associado um TMD com as características totais.

A Figura 5.2 apresenta cada um dos TMDs utilizados na ponte com os parâmetros anteriormente referidos e na Figura 5.3 mostra o TMD de controlo do primeiro e terceiro modos instalados na ponte. No Anexo A1 são apresentados os desenhos de projeto dos TMDs fabricados pela Socometal e ensaiados antes da sua instalação pelo ViBEST.



(a)



(b)

Fig. 5.2 - TMDs utilizados na ponte pedonal de Santo Tirso: 1º modo de vibração (a) e 3º modo de vibração (b) [11]



Fig. 5.3 - TMDs instalados na ponte para controlo de 1º e 3º modos

5.3. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO

A ponte pedonal da Rabada possui um sistema de monitorização [11] com o objetivo de observar os níveis de vibração induzidos pela ação pedonal e também avaliar a dinâmica das massas dos TMDs. O sistema é constituído por 7 acelerómetros e 4 sensores de temperatura conectados a um sistema de aquisição de dados também este colocado na ponte que transmite, através de uma ligação móvel via 3G, os dados em tempo real para os computadores do ViBEST. Desta forma, os valores usados no presente trabalho foram medidos com este sistema e pertencem ao ano de 2013.

Do sistema referido, 3 acelerómetros medem diretamente as acelerações do pavimento, 2 avaliam nas direções horizontal e vertical da secção a meio vão e o outro avalia a direção vertical a um terço de vão, acelerómetros 1, 2 e 3 respetivamente. Os restantes 4 acelerómetros medem cada uma das massas dos dispositivos de controlo sendo que os acelerómetros 4 e 5 se encontram nas massas do sistema de controlo a meio vão e os acelerómetros 6 e 7 nas massas do sistema de controlo a um quarto de vão. A numeração dos acelerómetros será, a partir daqui, a designação dos TMDs.

Como referido existe um sistema de aquisição de dados instalado na ponte, tratando-se num chassis compacto da National Instruments formado por duas placas de aquisição de acelerações e uma placa para aquisição das temperaturas. Este hardware está fixado à estrutura através de uma caixa de metal próximo dos TMDs com a finalidade de minimizar o comprimento dos cabos e também o ruído nos sinais.

Os registos adquiridos pelo sistema dividem-se em dois tipos, arquivos de aceleração em função do tempo e arquivos com os registos de temperatura. Os registos do primeiro tipo são ficheiros adquiridos por períodos de 10 minutos a uma frequência de amostragem de 2kHz sendo posteriormente

reamostrados para uma frequência de 50Hz e armazenados no disco rígido local. Por sua vez os registos do segundo tipo, as temperaturas, são medidos separadamente por períodos de 30 minutos com uma amostragem de 1Hz.

5.4. CALIBRAÇÃO DO MODELO TEÓRICO DOS TMDs

No Capítulo 3 do presente trabalho é apresentado o método de dimensionamento de um TMD pelo que o correto dimensionamento teórico passa por adotar os parâmetros ótimos tendo como objetivo a atenuação tanto quanto possível dos deslocamentos do sistema principal, a estrutura. Nesta secção o objetivo é efetuar essa correta calibração para que seja possível a análise com valores recebidos pelo sistema de monitorização da ponte. O facto de por vezes não serem adoptados pelo projetista os valores teóricos obtidos através da formulação apresentada no Capítulo 3 prende-se pela experiência onde por vezes esses valores são ligeiramente alterados de modo a satisfazer condições práticas como por exemplo a massa do sistema uma vez que por norma é arredondado ao *kg* e o valor de q_{opt} raramente permite que isto aconteça.

5.4.1. CALIBRAÇÃO DO MODELO TEÓRICO DO TMD DO 1º MODO DE VIBRAÇÃO

Com recurso à formulação já referida no Capítulo 3 procedeu-se ao dimensionamento teórico para o TMD que controla as vibrações associadas ao primeiro modo de vibração. Calculados os parâmetros do TMD e usando os parâmetros estruturais já antes apresentados procedeu-se à determinação das matrizes necessárias para o cálculo segundo a referida teoria, obtendo a Matriz de Massa (M), a Matriz de Rigidez (K) e a Matriz de Amortecimento (C) que se encontram de seguida apresentadas. Antes disso são apresentados os valores da estrutura e os respetivos valores teóricos do TMD.

$$f_{est} = 1,64 \text{ Hz} \quad (5.1)$$

$$w_{est} = 10,304 \text{ rad/s} \quad (5.2)$$

$$k_{est} = 8657723,5 \text{ N/m} \quad (5.3)$$

$$c_{est} = 22518,15 \text{ Ns/m} \quad (5.4)$$

$$u = \frac{1400}{81544} = 1,72\% \quad (5.5)$$

$$q_{opt} = \frac{1}{1 + u} = 0,983 \quad (5.6)$$

$$f_{TMD} = 1,61 \text{ Hz} \quad (5.7)$$

$$\xi_{TMD,opt} = \sqrt{\frac{3 \times u}{8 \times (1 + u)}} = 0,07963 \quad (5.8)$$

$$w_{TMD} = 10,12 \text{ rad/s} \quad (5.9)$$

$$k_{TMD} = 143380 \text{ N/m} \quad (5.10)$$

$$c_{TMD} = 2256,4 \text{ Ns/m} \quad (5.11)$$

$$M = \begin{bmatrix} 81544 & 0 \\ 0 & 1400 \end{bmatrix} \text{ kg} \quad (5.12)$$

$$K = \begin{bmatrix} 8801103,5 & -143380 \\ -143380 & 143380 \end{bmatrix} \text{ N/m} \quad (5.13)$$

$$C = \begin{bmatrix} 24774,55 & -2256,4 \\ -2256,4 & 2256,4 \end{bmatrix} \text{ Ns/m} \quad (5.14)$$

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1} \times K & -M^{-1} \times C \end{bmatrix} \quad (5.15)$$

$$B = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ \frac{m1}{0} \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

$$C = [1 \quad 0 \quad 0 \quad 0] \quad (5.17)$$

A Matriz C apresentada em (5.17) que corresponde à matriz de saída proveniente da aplicação da Teoria de Espaço de Estado difere da apresentada em (5.14) que corresponde à Matriz de Amortecimento do sistema.

$$D = 0$$

(5.18)

Com todos estes valores calculados é possível através do MATLAB obter a resposta da estrutura no domínio da frequência. Estes valores iriam traduzir-se na resposta dada pela estrutura com o TMD instalado e não com o TMD ótimo, pelo que para obter esse modelo foi necessário efetuar uma calibração com o objetivo de nivelar os dois picos da resposta.

Assim os valores do TMD calibrado são os seguintes:

- $M_{\text{TMD}} = 1400 \text{ kg}$
- $f_{\text{TMD}} = 1,6083 \text{ Hz}$
- $q_{\text{opt}} = 0,9807$
- $\xi_{\text{opt}} = 0,0796$
- $K_{\text{TMD}} = 142970 \text{ N}$
- $C_{\text{TMD}} = 2251.2 \text{ Ns/m}$

Com estes valores do modelo calibrado foi possível obter a resposta em termos de magnitude e fase no âmbito da frequência representada na Figura 5.4, na qual é possível identificar os dois picos nivelados.

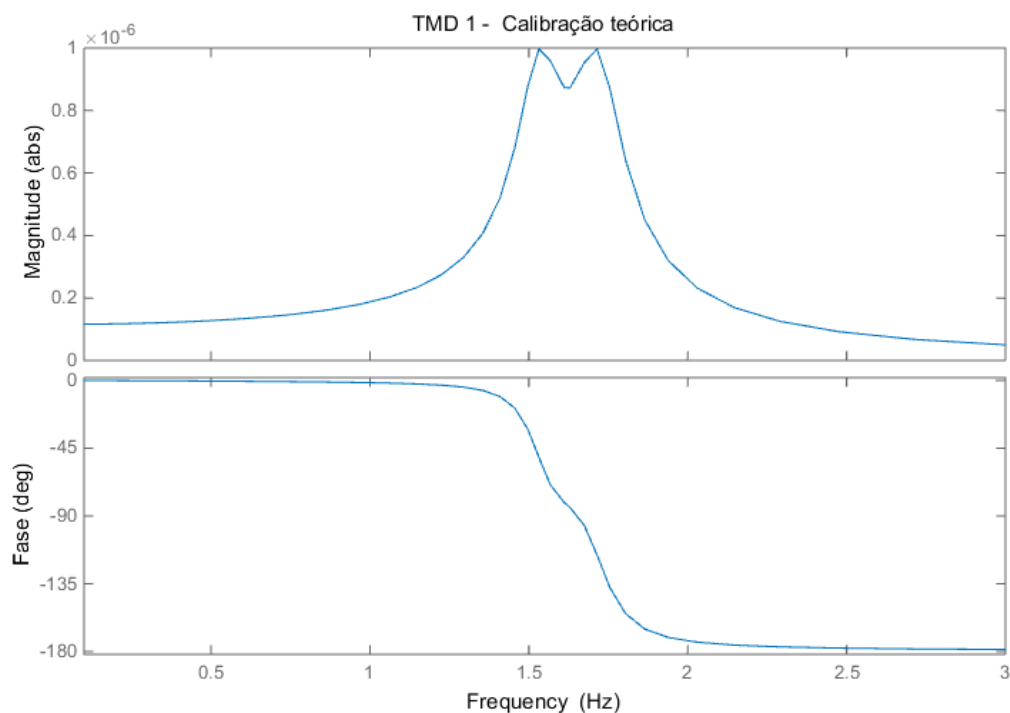


Fig. 5.4 - TMD 1 calibrado: Magnitude e Fase no domínio da frequência

5.4.2. CALIBRAÇÃO DO MODELO TEÓRICO DO TMD DO 3º MODO DE VIBRAÇÃO

Neste ponto procedeu-se de acordo com a metodologia apresentada no ponto anterior, pelo que de seguida serão apresentados os valores da estrutura e do TMD para o terceiro modo de vibração. De referir neste ponto que com base no gráfico de frequências apresentado em 6.2, obtido através do sistema de monitorização, o valor da frequência a usar para o 3º modo de vibração foi de 2,61 Hz.

$$f_{est} = 2,61 \text{ Hz} \quad (5.19)$$

$$w_{est} = 16,3991 \text{ rad/s} \quad (5.20)$$

$$k_{est} = 10970200 \text{ N/m} \quad (5.21)$$

$$c_{est} = 8027,43 \text{ Ns/m} \quad (5.22)$$

$$u = \frac{700}{40792} = 1,72\% \quad (5.23)$$

$$q_{opt} = \frac{1}{1 + u} = 0,9831 \quad (5.24)$$

$$f_{TMD} = 2.57 \text{ Hz} \quad (5.25)$$

$$\xi_{TMD,opt} = \sqrt{\frac{3 \times u}{8 \times (1 + u)}} = 0,07963 \quad (5.26)$$

$$w_{TMD} = 16,148 \text{ rad/s} \quad (5.27)$$

$$k_{TMD} = 182526 \text{ N/m} \quad (5.28)$$

$$c_{TMD} = 1800,19 \text{ Ns/m} \quad (5.29)$$

$$M = \begin{bmatrix} 40792 & 0 \\ 0 & 700 \end{bmatrix} \text{ kg} \quad (5.30)$$

$$K = \begin{bmatrix} 11152700 & -182526 \\ -182526 & 182526 \end{bmatrix} N/m \quad (5.31)$$

$$C = \begin{bmatrix} 9827.62 & -1800,19 \\ -1800,19 & 1800,19 \end{bmatrix} Ns/m \quad (5.32)$$

$$A = \begin{bmatrix} O & I \\ -M^{-1} \times K & -M^{-1} \times C \end{bmatrix} \quad (5.33)$$

$$B = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ \frac{1}{m1} \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5.34)$$

$$C = [1 \quad 0 \quad 0 \quad 0] \quad (5.35)$$

$$D = 0 \quad (5.36)$$

Tal como efetuado para o primeiro modo, neste caso o TMD foi também calibrado de forma a que os dois picos fossem nivelados.

Assim os valores do TMD calibrado para o terceiro modo são os seguintes:

- $M_{TMD}=700 \text{ kg}$
- $f_{TMD}= 2,5638 \text{ Hz}$
- $q_{opt}= 0,98229$
- $\xi_{opt}= 0,0796$
- $K_{TMD}= 195830 \text{ N}$
- $C_{TMD}= 1862,5 \text{ Ns/m}$

Com estes valores do modelo calibrado foi possível obter a resposta em termos de magnitude e fase no domínio da frequência representada na Figura 5.5 na qual é possível identificar os dois picos nivelados. Esta resposta irá ser posteriormente útil para analisar a dessintonização dos TMDs face às diferentes temperaturas.

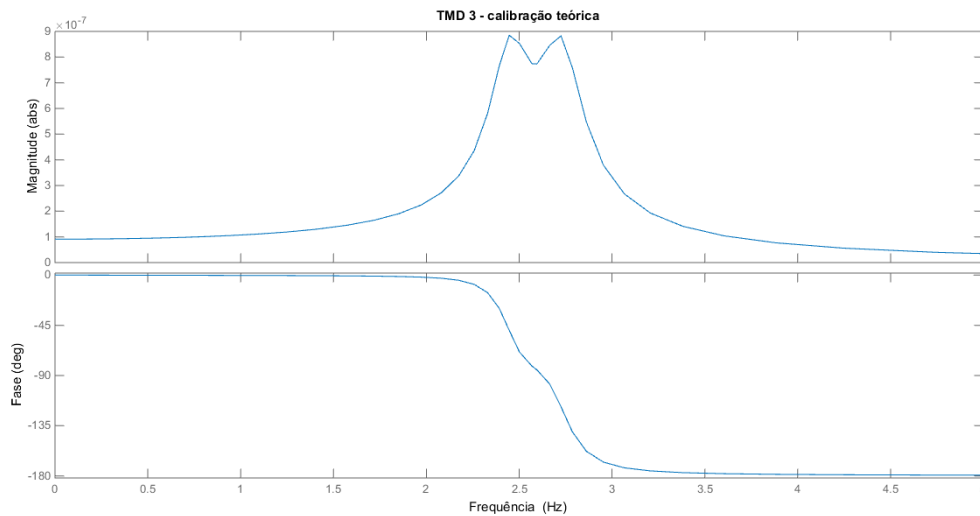


Fig. 5.5 - TMD 3 calibrado: Magnitude e Fase no domínio da frequência

5.5. COMPORTAMENTO DOS TMDs FACE À VARIAÇÃO DA FREQUÊNCIA NATURAL DA ESTRUTURA

Nesta secção foi feita uma análise de sensibilidade relativamente à variação das frequências da estrutura de modo a ser possível avaliar o comportamento do TMD perante as normais alterações das frequências naturais da ponte provenientes dos mais diversos fatores. Desde já é referido que o estudo do primeiro modo não tem grande interesse uma vez que o dispositivo para controlar este modo não tem evidenciado atividade significativa. Assim doravante os estudos a realizar focar-se-ão na análise do terceiro modo.

O método seguido consistiu em fazer variar a frequência natural da estrutura em $\pm 5\%$ o seu valor inicial de 2,61 Hz, o que significa que foi avaliada a resposta em termos de magnitude e fase no domínio da frequência variando a frequência da estrutura entre 2,48Hz e 2,74Hz.

Assim verificamos que os parâmetros estruturais tomam os seguintes valores para -5%, isto é, uma frequência natural da ponte de 2,48Hz:

- $f_{\text{est}} = 2,48\text{Hz}$
- $w_{\text{est}} = 15,58 \text{ rad/s}$
- $K_{\text{est}} = 990460 \text{ N}$
- $C_{\text{est}} = 7627,6 \text{ Ns/m}$

e para a frequência natural de +5% temos:

- $f_{\text{est}} = 2,74\text{Hz}$
- $w_{\text{est}} = 17,22 \text{ rad/s}$
- $K_{\text{est}} = 12090000 \text{ N}$
- $C_{\text{est}} = 8427,3 \text{ Ns/m}$

Com estes valores e sobrepondo a magnitude e fase das três diferentes situações em que se fez a alteração da frequência natural apresentam-se as referidas curvas de magnitude e fase na Figura 5.7.

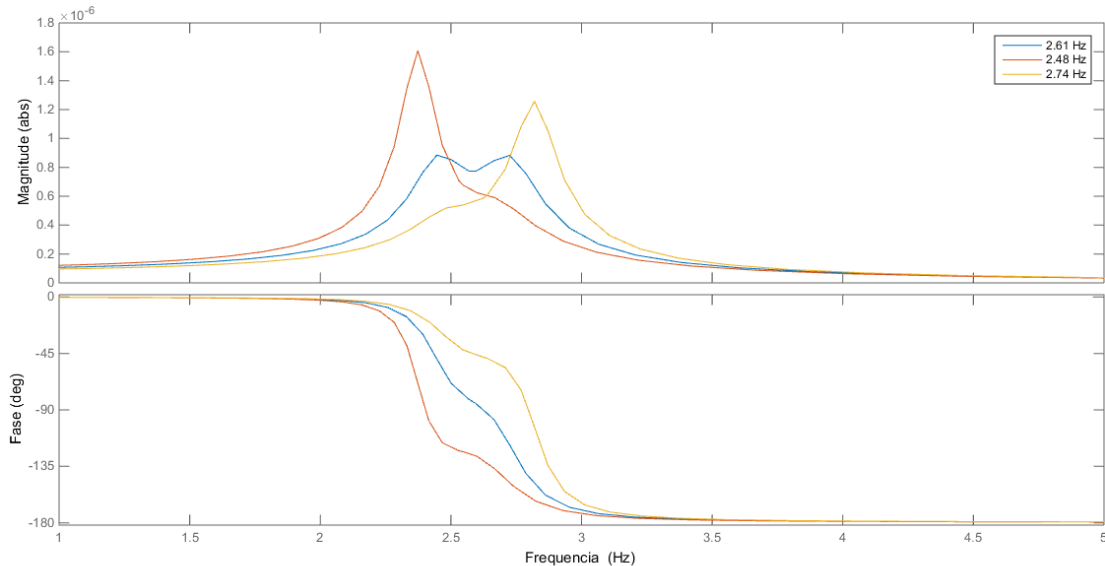


Fig. 5.6 - Resposta do TMD 3 para variação da frequência natural em $\pm 5\%$

Analisando a Figura 5.7 é notório que ao fazer variar a frequência natural da estrutura, o TMD fica com picos desnivelados. Nestes casos, o comportamento do TMD já não possui características ótimas, conduzindo a uma perda de eficiência do sistema.

De modo a avaliar a influência da temperatura na dessintonização dos TMDs, as curvas de fase serão usadas numa fase posterior de modo a validar o comportamento dos mesmos e a calcular qual a dessintonização que está presente. Esta análise está no Capítulo seguinte e é o ponto fulcral da presente dissertação.

5.5.1. QUANTIFICAÇÃO DA PERDA DE EFICIÊNCIA DO TMD

A Figura 5.7 mostra a mesma resposta do TMD, agora com a respetiva etiqueta indicando a frequência e magnitude de cada situação. Deste modo foi quantificada a perda de eficiência do TMD perante uma variação de frequência natural da estrutura de $\pm 5\%$, com o objetivo de quantificar essa perda quando a estrutura está sujeita a variações da frequência natural, fruto das variações de temperatura.

Assim, seguindo a equação (5.37) foram calculadas as perdas de eficiência do TMD para uma variação da frequência natural da estrutura em $\pm 5\%$, então:

$$Perda_{eff} = \frac{P_{max} - P_{ref}}{P_{ref}} \quad (5.37)$$

Onde P_{\max} significa o pico máximo de magnitude quando os picos estão desnivelados e P_{ref} significa o pico de referência de magnitude quando os picos estão nivelados.

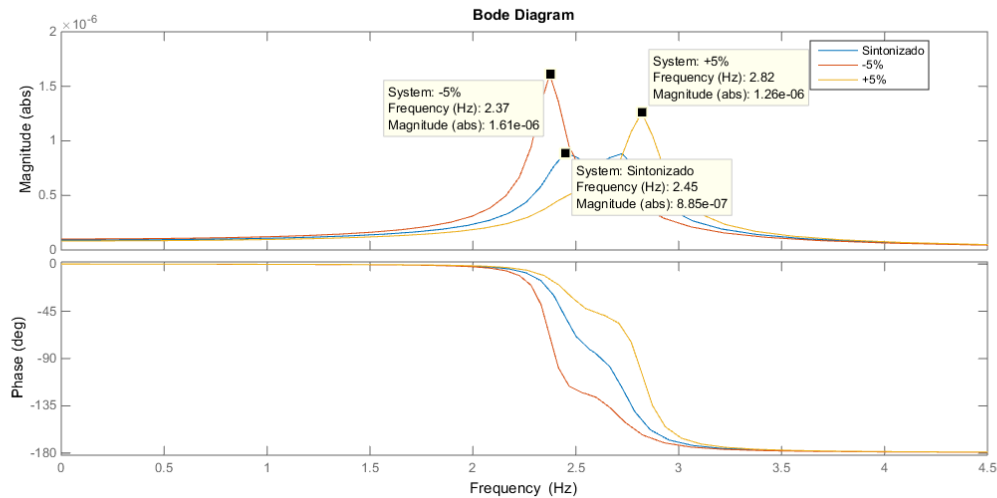


Fig. 5.7 - Magnitude para variação da frequência natural da estrutura $\pm 5\%$

Contabilizadas as perdas de eficiência, conclui-se que para uma diminuição da frequência natural da estrutura em 5% existe uma perda de eficiência de 81,9% enquanto que para um aumento da frequência natural de 5% a perda de eficiência do TMD é menor ficando-se pelos 42,4%. Através desta análise fica também ilustrado o pormenor do dimensionamento dos TMDs para uma frequência abaixo da frequência natural uma vez que para aumentos da frequência natural verificamos uma perda de eficiência muito menor do que no caso homólogo em que a perda de eficiência é praticamente o dobro da primeira.

5.5.2. PERDA DE EFICIÊNCIA VARIANDO A FREQUÊNCIA NATURAL DA ESTRUTURA

No ponto anterior foi verificada a perda de eficiência analisando a magnitude da resposta da estrutura associada às frequências naturais de -5% e +5%. Neste ponto foi efetuada uma análise aprofundada verificando a tendência de perda de eficiência do sistema de controlo de vibrações, traduzida através da Figura 5.8, entre os valores analisados do ponto anterior.

Como conclusão é clara que a perda de sintonia é inferior para quando a frequência da estrutura é superior aos 2.61 Hz, sendo a perda de eficiência cerca de metade do que para quando essa frequência natural tende para baixo dos 2.61 Hz.

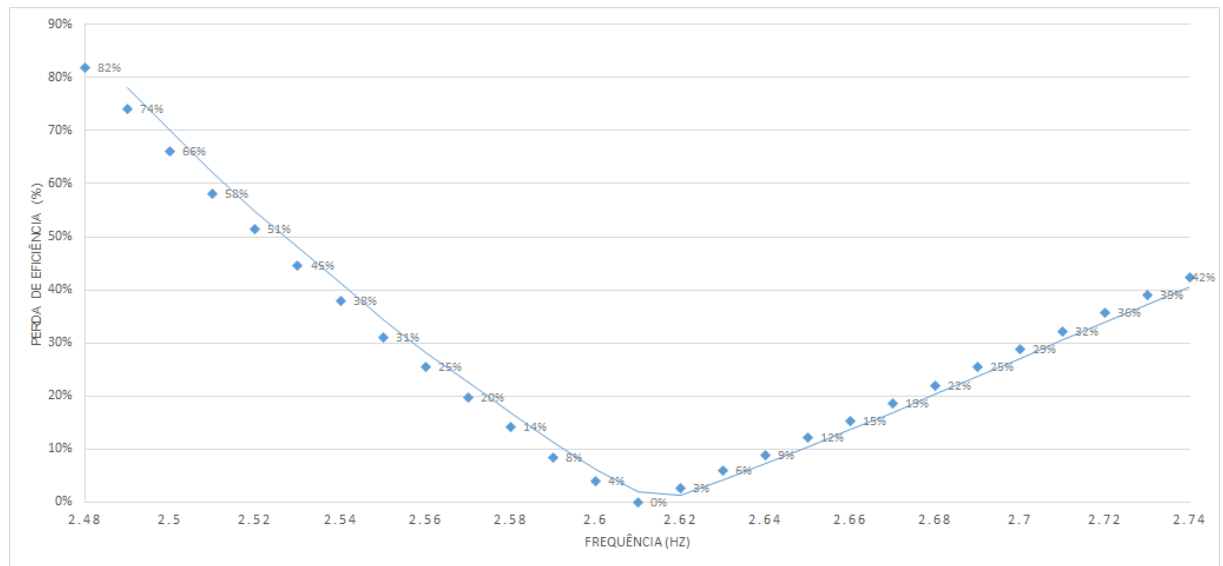


Fig. 5.8 - Perda de eficiência do TMD variando a frequência natural da estrutura

6

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE PEDONAL EM SANTO TIRSO

6.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo será estudada a influência da temperatura no funcionamento dos TMDs. Os dispositivos de atenuação de vibrações têm, por norma, uma frequência um pouco abaixo da frequência natural do sistema principal [1]. No entanto, o comportamento que estes mesmos dispositivos apresentam não é sempre o mesmo. Isto devido a diferentes fatores que fazem variar os parâmetros estruturais que conduzem à dessintonização dos aparelhos. A temperatura é um desses fatores, por conseguinte, no presente capítulo serão avaliados dados medidos em diferentes momentos do ano, especificamente a semana de 6 a 12 de Janeiro de 2013, que é representativa de pleno Inverno, e a semana de 7 a 13 de Julho do mesmo ano, representativa de uma semana de pleno Verão.

Os dados recolhidos pelo sistema de monitorização instalado na ponte e descrito em 5.3, constrói ficheiros de dez minutos contemplando a medição das acelerações dos diferentes acelerómetros instalados em incrementos temporais de 0,02 segundos [11]. Deste modo, foram avaliados 2016 ficheiros de dez minutos com o objetivo de quantificar a dessintonização dos TMDs perante este problema.

O presente capítulo será inicializado com a análise do momento em que os TMDs são acionados em termos de acelerações, uma vez que para acelerações baixas os TMDs não têm qualquer atividade. Isto permite perceber quais os ficheiros relevantes para esta análise.

6.2. VARIAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS DA ESTRUTURA AO LONGO DO TEMPO

A temperatura é responsável pela variação diária das frequências naturais da estrutura. A sua influência na variação da frequência natural da estrutura está visível na Figura 6.1 onde se apresenta sob a forma de gráfico a variação das frequências naturais referentes ao terceiro modo de vibração. A identificação das frequências naturais da estrutura foi realizado recorrendo ao método *poli-reference Least Square Complex Frequency* (pLSCE) no contexto das atividades de investigação desenvolvidas pelo ViBEST sobre esta estrutura. A análise expedita do gráfico onde foram indicadas as variações de frequências naturais ao longo de 720 horas (equivalente a um mês) permite afirmar que existe claramente uma variação diária da terceira frequência natural da estrutura.

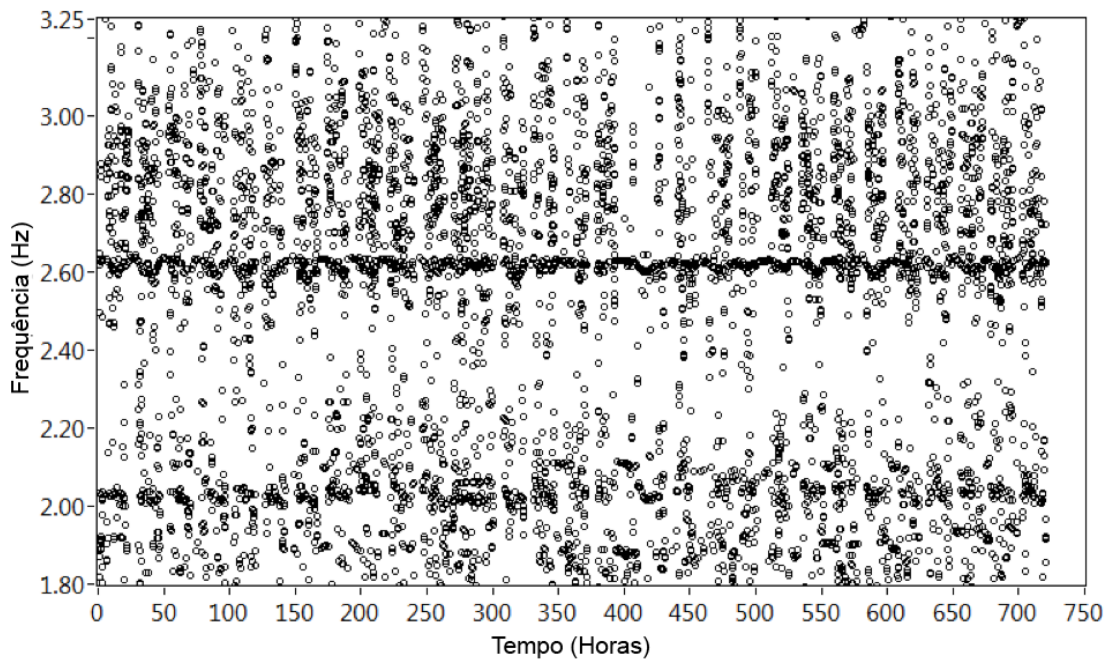


Fig. 6.1 - Estimativa da frequência natural da estrutura sob a forma de gráfico para 720 horas

A Figura 6.2 mostra o mesmo gráfico das variações de frequências naturais onde foi efetuado um ZOOM no respectivo eixo das ordenadas, o qual permite constatar que a frequência natural do terceiro modo de vibração sofre variações estimadas entre 2.60 Hz e 2,65 Hz. Este aspeto será abordado no concluir do presente capítulo.

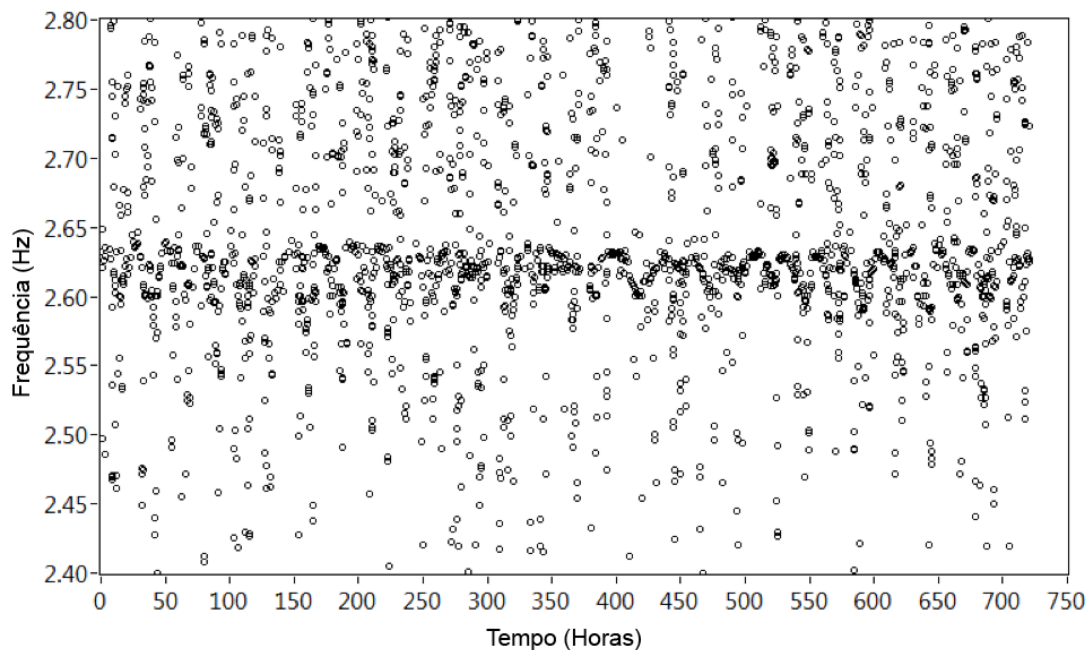


Fig. 6.2 – Detalhe da variação da frequência natural da estrutura sob a forma de gráfico para 720 horas

6.3. ANÁLISE DO MOMENTO EM QUE OS TMDs SÃO ACIONADOS

Neste ponto será avaliado o valor da aceleração a partir da qual os TMDs são ativados, já que para acelerações baixas os TMDs ficam bloqueados. Deste modo, e com base nas medições adquiridas pelo sistema de monitorização da ponte do mês de Fevereiro de 2013 representadas no Anexo A2, obteve-se a avaliação desse valor. Como fora referido, os TMDs em análise são os instalados na secção de meio vão, correspondendo ao controlo de vibrações do terceiro modo de vibração, sendo que se optou por seleccionar valores em que aceleração era igual ou superior a $0,3\text{m/s}^2$, correspondendo a acelerações de valor significativo.

Como referido no Capítulo 5, existem acelerómetros a monitorar tanto o tabuleiro da ponte como a monitorar cada um dos TMDs que controlam o terceiro modo de vibração, isto é, o TMD 4 e TMD 5, preconizado em 5.3. A secção a meio vão é medida pelo acelerómetro 2, sendo que os valores destas acelerações foram posteriormente relacionadas com as acelerações máximas relativas entre os TMDs e o tabuleiro da ponte de modo a verificar a que ponto é que a aceleração isolada do TMD seria notável para análise.

De acordo com o referido anteriormente nas Figura 6.3 e Figura 6.4 representam-se os valores das acelerações máximas em que os TMDs 4 e 5 estão a funcionar, comparando estes com as acelerações máximas medidas no tabuleiro.

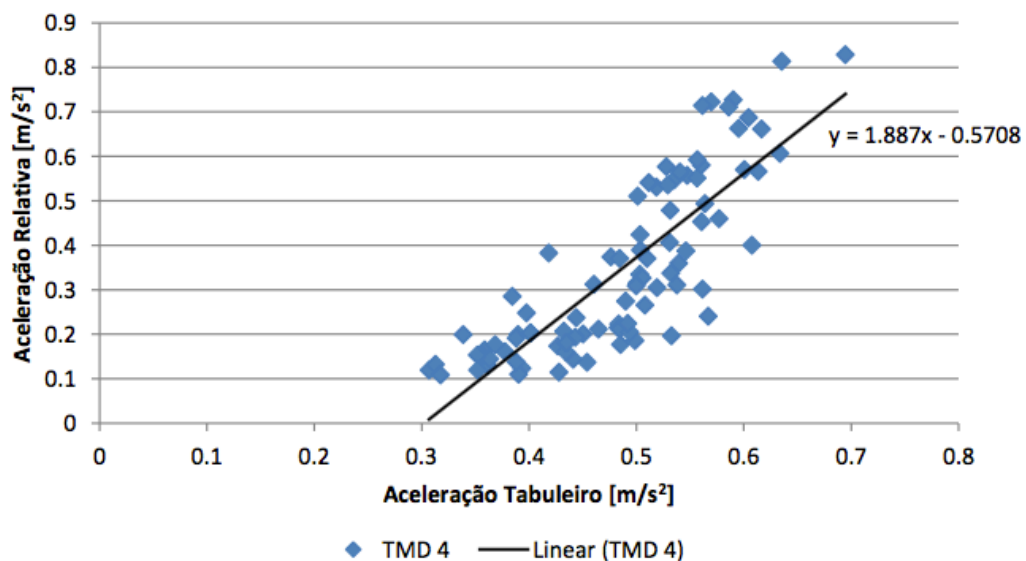


Fig. 6.3 - Dados recolhido da aceleração relativa máxima do TMD 4 em função da aceleração do tabuleiro [4]

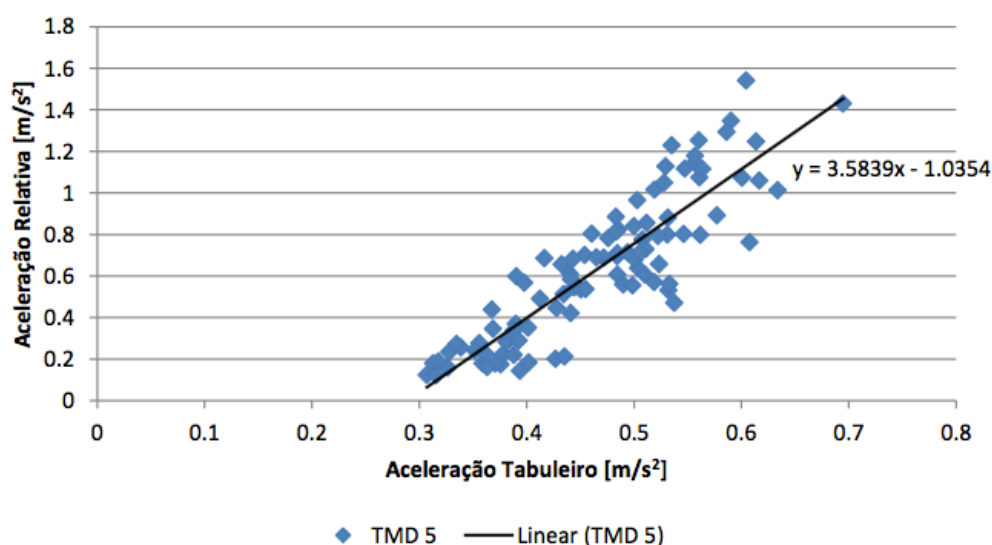


Fig. 6.4 - Dados recolhido da aceleração relativa máxima do TMD 5 em função da aceleração máxima do tabuleiro [4]

Com a análise desta informação pode ser considerado que o valor da aceleração do tabuleiro para a qual os TMDs entram em funcionamento é de aproximadamente $0,3\text{m/s}^2$ [4], visível pela aproximação linear inserida através dos diferentes pontos para o mês em questão, tanto para o TMD4 como para o TMD5.

Verificando os valores das acelerações relativas é notório que o TMD4 atinge valores menores que os apresentados pelo TMD5, situação que também se verifica nos dados recolhidos para a semana de Janeiro e de Julho que é neste capítulo aprofundada. No Anexo A3 é representado o valor da aceleração máxima relativa de cada TMD para uma mesma situação em que as acelerações dos TMDs são bastante diferentes. Por este facto ser recorrente e com a finalidade de uma correta análise, o estudo incidirá apenas sobre o TMD 5. O facto de isto acontecer significa que o TMD4 poderá estar sujeito a algum amortecimento excessivo ou não estar corretamente sintonizado, uma vez que como visto no Capítulo 3, os TMDs em paralelo deveriam atuar de forma equivalente de modo a que o controlo seja efetuado como previsto em projeto.

6.4. ANÁLISE DE DADOS RECOLHIDOS NA PONTE PEDONAL DA RABADA

6.4.1. METODOLOGIA

Nesta secção será explicada a metodologia de análise dos dados recolhidos pelo sistema de monitorização instalado na ponte na semana de 6 a 12 de Janeiro e 7 a 13 de Julho de 2013, representativos do Inverno e Verão respetivamente.

Como já justificado, esta análise foi efetuada prioritariamente para o TMD5.

6.4.1.1. Introdução / Objetivo

O objetivo principal desta análise é obter um gráfico representando a curva de fase do TMD supostamente sintonizado e com as respectivas curvas de fase para quando existe uma variação da frequência natural da estrutura como apresentado no final do capítulo anterior, em que posteriormente, através dos dados recolhidos e analisados, serão adicionados pontos em que cada um remete para uma frequência e uma diferença de fase. A finalidade é avaliar a possível dessintonização do TMD através da análise dos dados medidos na estrutura, comparando estes com o modelo teórico do TMD sintonizado.

Desta forma serão selecionados, dentro de toda a amostra de dados, os ficheiros considerados válidos a esta análise, em que esses mesmo dados serão filtrados devido à normal existência de ruído.

Os dados de Inverno e de Verão serão analisados separadamente de modo a que haja percepção da influência das condições climáticas na dessintonização do TMD.

6.4.1.2. Escolha dos ficheiros válidos para análise

Neste ponto será explicada a escolha dos ficheiros válidos à análise em questão. Conjuntamente, nas semanas de Inverno e de Verão, existem 2016 ficheiros de dez minutos cada, contendo as acelerações medidas em todos os acelerómetros instalados na ponte.

No ponto 6.3 foi constatado que o valor da aceleração do tabuleiro para o qual o TMD entra em funcionamento é de cerca de $0,3\text{m/s}^2$, pelo que todos os ficheiros que não exibiram acelerações desta amplitude são descartados. Na Figura 6.5 é possível verificar um caso de uma fração de 10 minutos em que o tabuleiro não atinge acelerações de $0,3\text{m/s}^2$, enquanto na figura 6.6 se apresenta uma outra fração onde é notória a aceleração superior a esse valor.

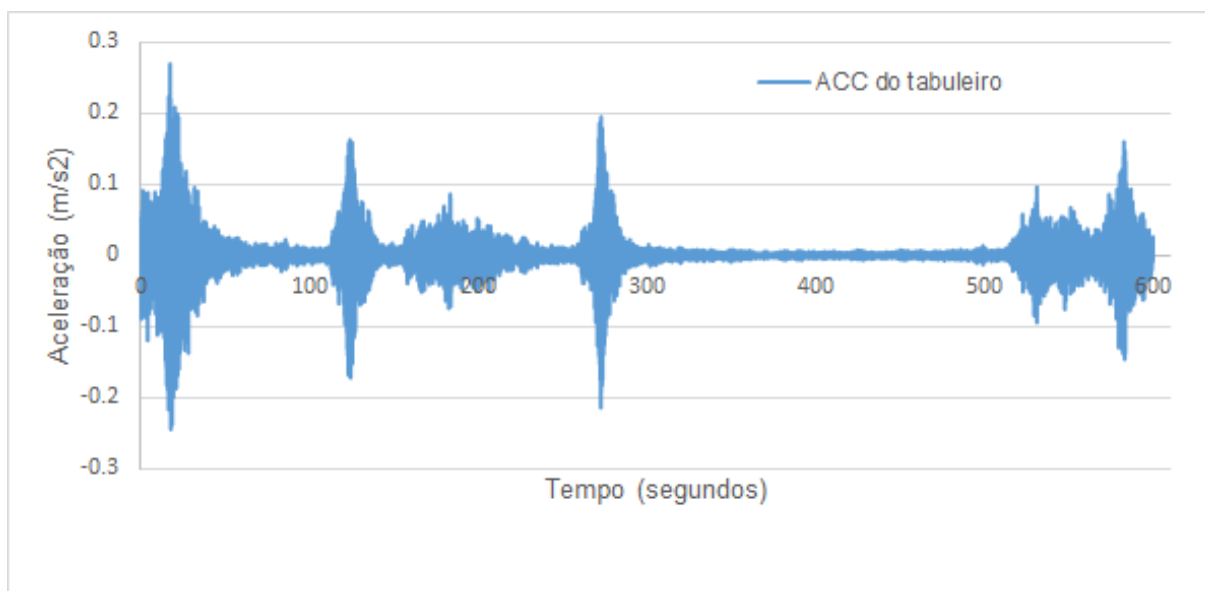


Fig. 6.5 - Aceleração do tabuleiro inferior a $0,3\text{m/s}^2$ - 8 de Janeiro de 2013 às 17:20h

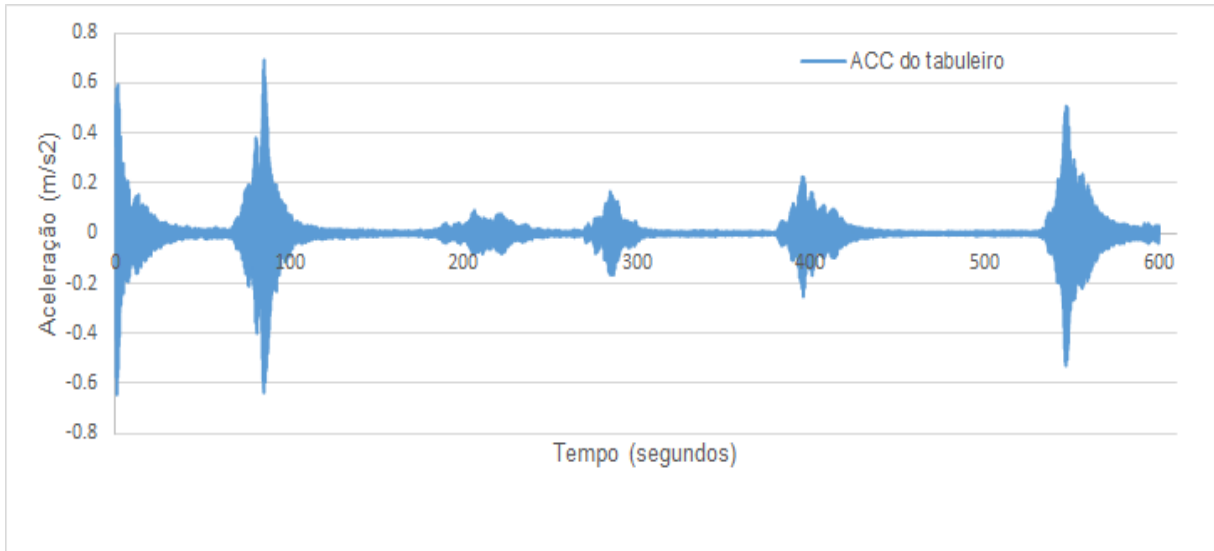


Fig. 6.6 - Aceleração do tabuleiro superior a 0.3m/s² - 8 de Janeiro de 2013 às 19:10h

Após a filtragem dos sinais era pertinente averiguar se existia um desfasamento na resposta do TMD perante a resposta da estrutura pelo que foi feita uma sobreposição das acelerações do tabuleiro com aceleração relativa do TMD, ou seja com a diferença entre a aceleração medida pelo acelerómetro 5 com o acelerómetro 2, no momento em que as acelerações do tabuleiro eram superiores a 0,3m/s². Assim foram eliminados alguns ficheiros não susceptíveis de análise uma vez que apesar de as acelerações do tabuleiro estarem acima do referido, o TMD encontrava-se bloqueado. Como é visível através da Figura 6.7, as acelerações do tabuleiro são da mesma ordem para as quais o TMD começa a funcionar, no entanto o TMD encontra-se em fase, isto é, está a acompanhar o movimento do tabuleiro, não estando a exercer atenuação de vibrações. Ao contrário, na Figura 6.8 está exposto um caso que se procura neste momento, onde as acelerações do tabuleiro num dado momento são superiores a 0,3m/s² e o TMD5 não está em fase com o tabuleiro da ponte.

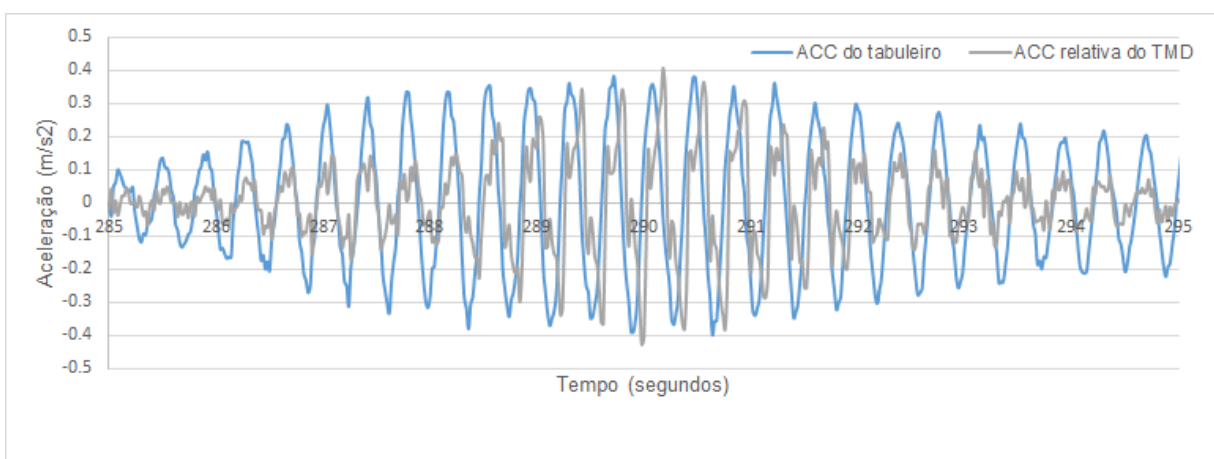


Fig. 6.7 - TMD em fase com tabuleiro - 7 de Janeiro de 2013 às 9:30h

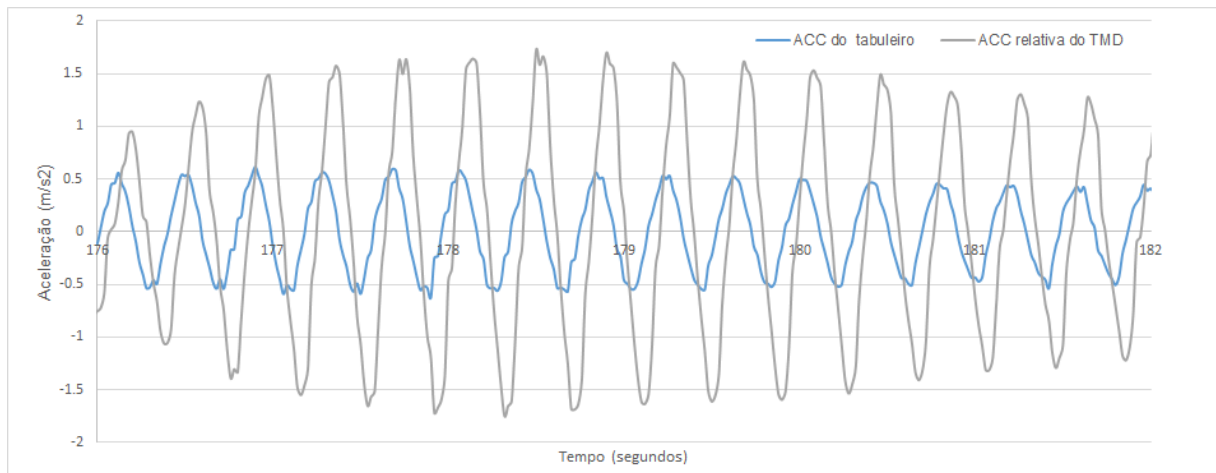


Fig. 6.8 - TMD desfasado do tabuleiro - 11 de Janeiro de 2013 às 19:10h

Após esta seleção de situações válidas para a análise que se está a efetuar, foi possível processar um conjunto de dados que possibilitarão verificar a dessintonização dos TMDs em função da temperatura. A temperatura não é o único fator que pode influenciar a dessintonização dos dispositivos, no entanto, assume um papel de elevada importância neste caso.

6.4.1.3. Filtragem dos sinais válidos para análise

Nas Figuras 6.7 e 6.8 é visível a existência de algum ruído nos sinais captados pelo sistema de monitorização instalado na ponte pedonal da Rabada em Santo Tirso. Deste modo, e como forma de uma correta análise baseada em sinais limpos foi efetuada uma filtragem dos sinais válidos.

Assim, foi criado um filtro “passa-baixo” do tipo *Butterworth*, em que foram eliminadas todas as frequências acima de 5Hz. No caso da amostragem da ponte pedonal da Rabada, o sistema de monitorização amostra os sinais a uma frequência de 50Hz o que significa que a frequência de *Nyquist* para este caso corresponde a 25Hz sendo possível filtrar os sinais com um filtro passa-baixo em 5Hz. Posto isto e aplicando a opção “filter” no MATLAB a todos os sinais válidos foi possível efetuar uma análise com base em sinais limpos.

A Figura 6.9 retrata um sinal a ser analisado antes de ser limpo, na filtragem enquanto que na Figura 6.10 é apresentado o mesmo sinal após efetuada a filtragem com base no acima referido, em que é visível esse mesmo sinal traduzido por um sinal contínuo sem ruído e que proporciona uma análise facilitada.

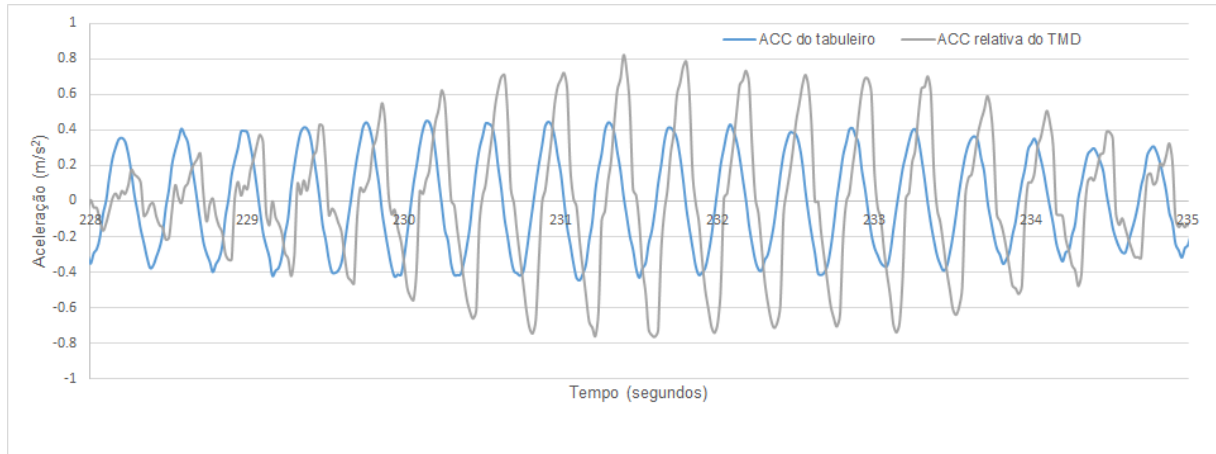


Fig. 6.9 - Sinal antes de ser aplicado filtro passa-baixo – dia 7 de Janeiro de 2013 às 9:50h

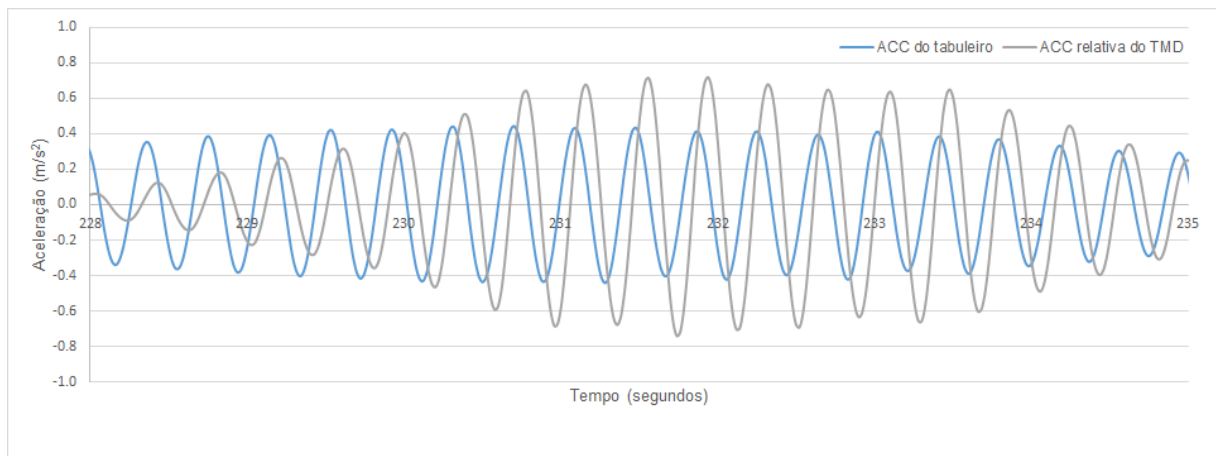


Fig. 6.10 - Sinal depois de ser aplicado filtro passa-baixo - dia 7 de Janeiro de 2013 às 9:50h

6.4.1.4. Cálculo de frequência e fase para cada evento

Nesta secção será aplicada a metodologia referida para a obtenção da frequência e da fase em cada situação associada a cada momento em que existe um desfasamento entre a aceleração do tabuleiro da ponte e a aceleração relativa do TMD em questão.

De modo a que seja feita a comparação do modelo teórico do TMD sintonizado com os dados recolhidos pelo sistema de monitorização da ponte pedonal do ano de 2013, é necessário torna-los comparáveis. Cada evento em que se verifica o desfasamento da aceleração do tabuleiro comparativamente com a aceleração relativa do TMD acima dos $0,3\text{m/s}^2$ é possível traduzir esse mesmo evento por um ponto significando uma frequência e uma diferença de fase, isto é, a diferença expressa em ângulo entre duas ondas que tenham a mesma frequência e referentes ao mesmo ponto no tempo. Estas duas oscilações pertencentes à estrutura e ao TMD têm a mesma frequência mas têm uma diferença de fase o que significa dizer que as oscilações são ditas fora de fase entre si, podendo esta diferença ser expressa em graus, de 0° a 360° . Quantos mais pontos forem possíveis comparar com as curvas de fase do modelo teórico do TMD maior será a exatidão da análise que estamos a efetuar com a finalidade da quantificação da eventual perda de sintonia do TMD.

Na Figura 6.11 apresenta-se um momento válido de análise na qual está representado o período do sinal ΔT e o respetivo desfaseamento na horizontal, Δx . Através da equação 6.1 e 6.2 é então possível a avaliação da frequência e da fase de cada registo válido.

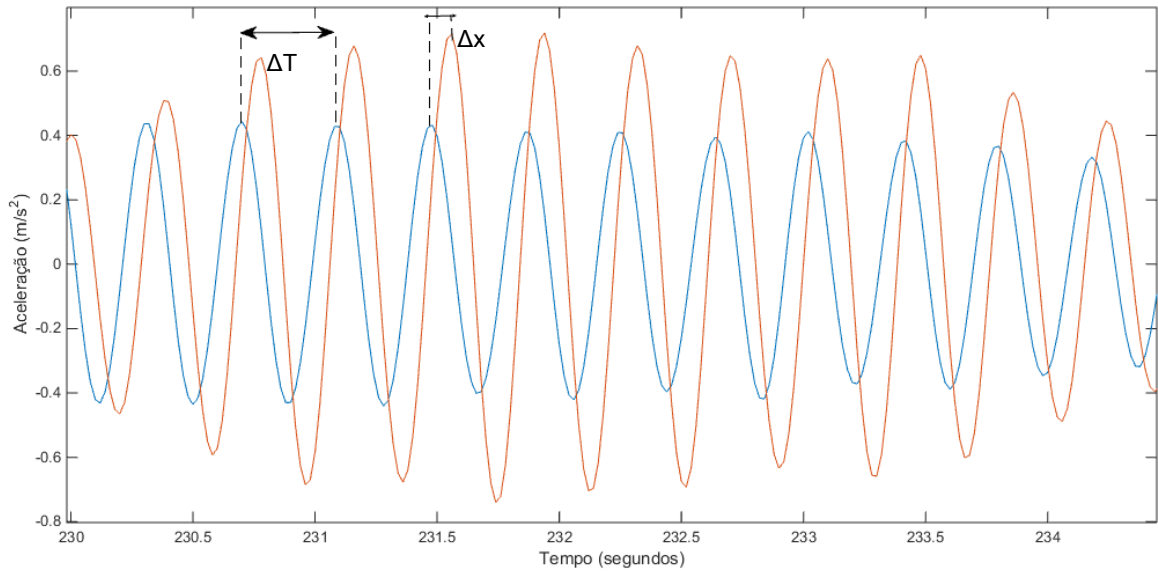


Fig. 6.11 - Análise do período e desfaseamento horizontal – dia 7 de Janeiro de 2013 às 9:50h

$$f = \frac{1}{\Delta T} \quad (6.1)$$

$$\phi = \frac{\Delta x}{\Delta T} \times 360 \quad (6.2)$$

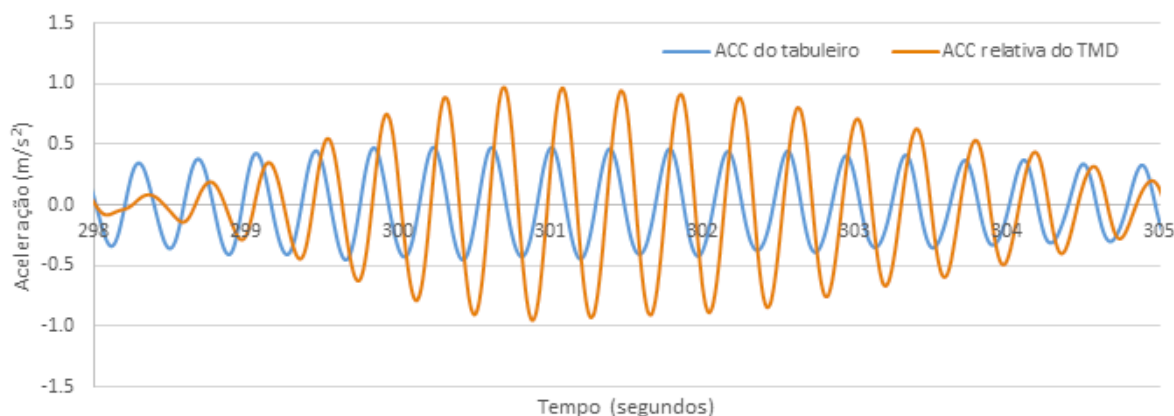
6.4.2. ANÁLISE DE DADOS DO INVERNO DE 2013

Nas secções anteriores do presente subcapítulo foi descrita a metodologia para a análise dos dados recolhidos na ponte pedonal da Rabada. Em forma de resumo, ficou visto que a finalidade seria analisar cada evento em que existe um desfaseamento entre as acelerações do tabuleiro e as acelerações relativas do TMD, de modo a criar um ponto representativo desse momento através de uma frequência e diferença de fase.

No caso específico dos dados de Inverno que aqui estamos a abordar, foi avaliada a semana de 6 a 12 de Janeiro de 2013, dados estes formados por 1008 ficheiros de registo de sinal com 10 minutos cada um, ou seja, 144 ficheiros por dia, em que o objetivo seria ter o maior número possível de situações em que o desfaseamento se verificava para acelerações superiores a 0.3m/s^2 .

Para o período de Inverno foram encontrados 112 momentos em que era visível este desfaseamento pelo que todos estes eventos acabaram traduzidos por uma frequência e um ângulo de fase. Na Figura 6.12 é mostrado um exemplo do tratamento e obtenção destes valores baseada nas equações 6.1 e 6.2, e com recurso a uma folha de cálculo foram obtidos os respetivos 112 valores de frequência e ângulo

de fase para esta estação onde os primeiros 35 valores estão representados sob a forma de tabela no Quadro 6.1, encontrando-se na totalidade no Anexo A4.



Ponto esquerda=	299.16		
Ponto direita=	304.58		
Intervalos=	14	Desfasa//	53
média desfasa//=	3.785714		
Periodo (T)=	0.387143		
Frequência (f)=	2.583026		
Fase (φ)=	-70.4059		

Fig. 6.12 - Exemplo de obtenção de Frequência e ângulo de fase para um momento no Inverno – dia 8 de Janeiro às 19:30

Na Figura 6.13 são retratados todos os pontos obtidos para a estação de Inverno sob a forma de gráfico de modo a ser possível uma comparação com o modelo teórico de dimensionamento do TMD, na Figura 6.14 é apresentado um zoom desses mesmos valores com a finalidade de serem perceptíveis os valores de frequência e ângulos de fase obtidos a partir dos sinais medidos pelo sistema de monitorização da ponte pedonal.

Quadro 6.1 - Resultados de frequência e ângulo de fase obtidos para a estação de Inverno

Data	Hora	Frequência (Hz)	Ângulo de fase (°)
06/Jan	09:50	2.66667	-64.80000
06/Jan	10:10	2.61044	-65.78313
06/Jan	10:20	2.64901	-64.37086
06/Jan	11:20	2.71318	-64.18605
06/Jan	11:30	2.56410	-66.15385
06/Jan	11:50	2.65487	-66.90265
06/Jan	12:00	2.65487	-66.90265
06/Jan	12:20	2.64550	-68.57143
06/Jan	18:40	2.65957	-70.85106
07/Jan	11:40	2.65487	-70.08850

Data	Hora	Frequência (Hz)	Ângulo de fase (°)
07/Jan	11:40	2.65306	-66.12245
07/Jan	13:20	2.65957	-80.42553
07/Jan	15:10	2.59434	-66.22642
07/Jan	15:30	2.67176	-60.45802
07/Jan	17:30	2.59067	-65.28497
07/Jan	18:10	2.65957	-51.70213
07/Jan	18:20	2.57143	-65.82857
07/Jan	18:30	2.63158	-68.21053
07/Jan	18:40	2.56410	-60.92308
07/Jan	18:40	2.70270	-68.10811
07/Jan	19:00	2.61628	-62.79070
07/Jan	19:20	2.63158	-67.66917
07/Jan	19:30	2.65487	-68.49558
07/Jan	19:40	2.51142	-65.75342
07/Jan	19:40	2.63158	-75.78947
07/Jan	19:50	2.73973	-76.43836
07/Jan	19:50	2.61194	-65.82090
07/Jan	20:00	2.65487	-63.71681
07/Jan	20:00	2.72727	-72.00000
07/Jan	20:00	2.57143	-65.82857
07/Jan	20:20	2.63158	-71.05263
07/Jan	20:20	2.68456	-67.65101
07/Jan	20:20	2.58621	-65.17241
07/Jan	20:20	2.66667	-67.20000
07/Jan	20:40	2.71318	-69.76744

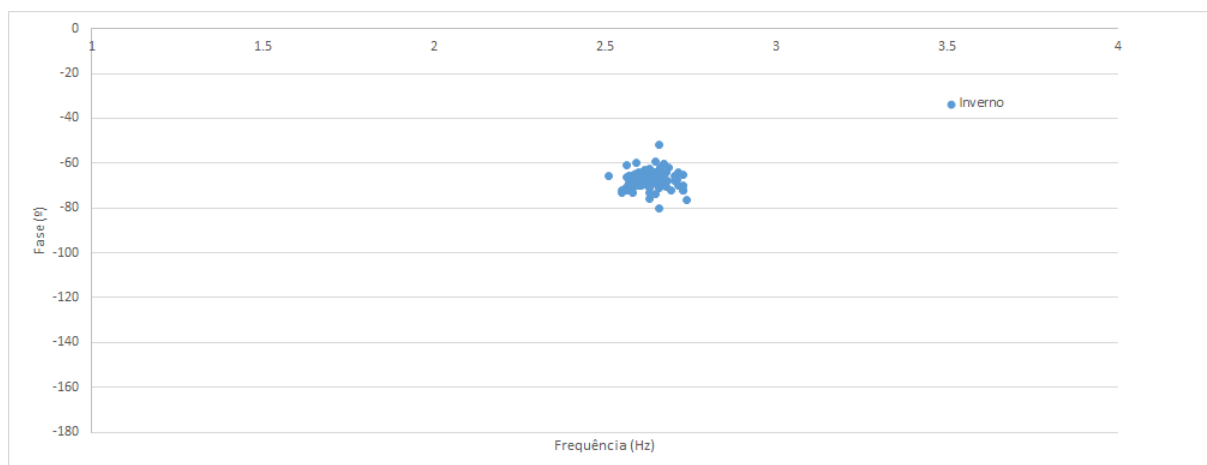


Fig. 6.13 - Valores obtidos de Frequência e Ângulo de fase sob a forma de gráfico para a estação de Inverno

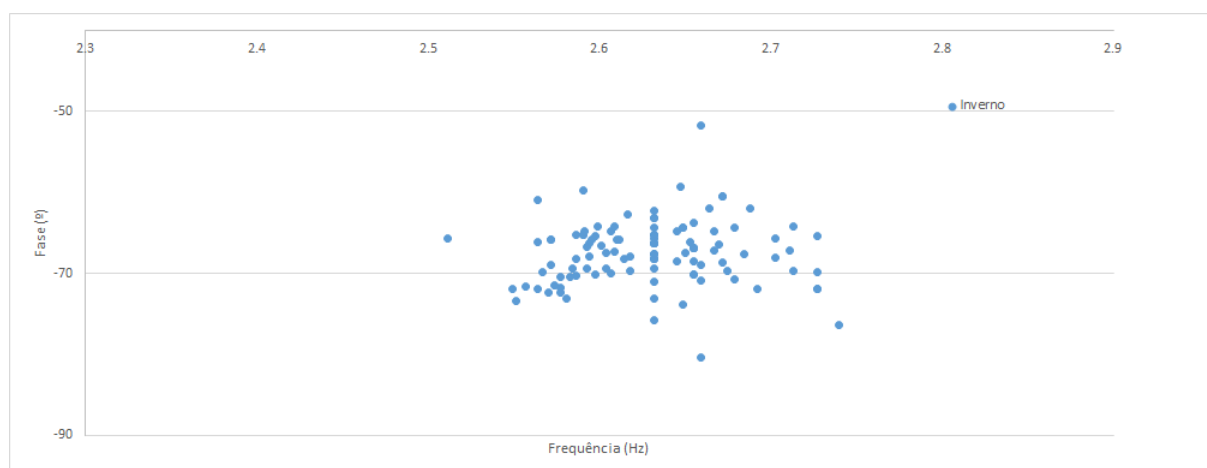


Fig. 6.14 - ZOOM dos valores obtidos de Frequência e Ângulo de fase sob a forma de gráfico para a estação de Inverno

É de notar, através da Figura 6.14, que no zoom dos valores obtidos que existe uma linha de pontos vertical situada aproximadamente dos 2.63Hz em que é possível concluir que para a mesma frequência, muito próxima da natural analisada no Capítulo 4 em que verificamos o valor de 2.61 Hz, existem diferentes valores para o ângulo de fase.

6.4.3. ANÁLISE DE DADOS DO VERÃO DE 2013

A análise dos sinais recolhidos pelo sistema de monitorização da ponte pedonal para a estação de Verão foi efetuada com o mesmo procedimento enunciado para a estação de Inverno pelo que não será necessário descrever novamente o método de obtenção dos valores de frequência e ângulo de fase para esta estação.

Dentro dos 1008 ficheiros de sinais medidos foram localizados 89 momentos para os quais a aceleração relativa do TMD se encontrava desfasada em relação à aceleração do tabuleiro quando a aceleração era superior a 0.3m/s^2 , de modo que estes eventos foram traduzidos em 89 pontos.

Os pontos obtidos para a estação de Verão (Figura 6.15) podem assim ser analisados com o modelo teórico do TMD. Na Figura 6.16 é por sua vez feito um zoom aos mesmos pontos apresentados na figura anterior de modo a ser perceptível graficamente que valores de fase e frequência são observados

nesta estação. Da mesma forma, no Quadro 6.2 estão representados os primeiros 35 valores de frequência e fase para o Verão, estando a totalidade dos mesmo apresentada no Anexo A5.

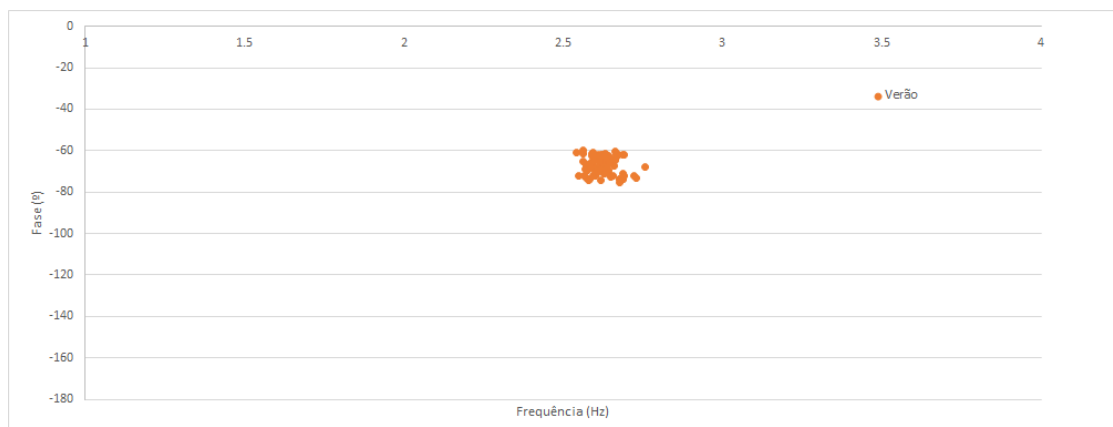


Fig. 6.15 - Valores obtidos de Frequência e Ângulo de fase sob a forma de gráfico para a estação de Verão

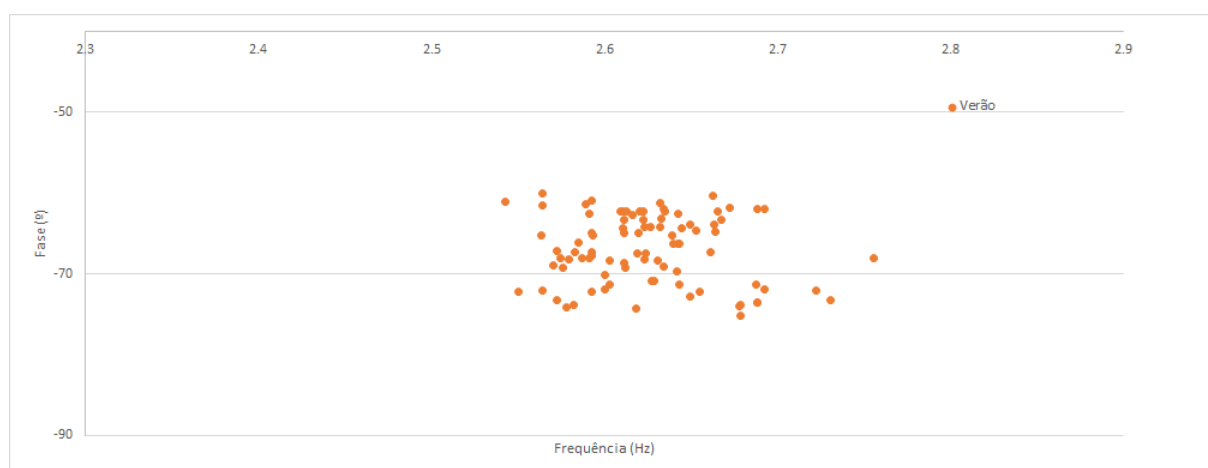


Fig. 6.16 - ZOOM dos valores obtidos de Frequência e Ângulo de fase sob a forma de gráfico para a estação de Verão

Quadro 6.2 - Resultados de frequência e ângulo de fase obtidos para a estação de Inverno

Data	Hora	Frequência (Hz)	Ângulo de fase (°)
07/Jul	08:10	2.67826	-73.94836
07/Jul	09:00	2.62383	-67.49303
07/Jul	08:50	2.59128	-68.09825
07/Jul	18:20	2.61172	-69.29396
07/Jul	18:30	2.64939	-72.83726
07/Jul	19:30	2.56317	-65.28464
08/Jul	08:20	2.56410	-61.53846
08/Jul	08:30	2.67857	-73.92857
08/Jul	17:10	2.68817	-73.54839
08/Jul	17:20	2.67857	-75.14286

Data	Hora	Frequência (Hz)	Ângulo de fase (°)
08/Jul	17:50	2.68817	-73.54839
08/Jul	19:20	2.65533	-72.18473
08/Jul	19:30	2.58474	-66.17285
08/Jul	19:30	2.62749	-70.93826
08/Jul	19:40	2.61947	-64.92473
08/Jul	19:50	2.66117	-67.29836
08/Jul	20:10	2.68784	-71.28726
08/Jul	20:50	2.62838	-70.83726
08/Jul	21:10	2.63483	-62.29376
08/Jul	21:50	2.62626	-64.20383
08/Jul	22:00	2.60292	-68.30928
08/Jul	22:30	2.54237	-61.01695
09/Jul	08:30	2.57009	-68.97196
09/Jul	08:40	2.56410	-60.00000
09/Jul	08:50	2.73067	-73.28374
09/Jul	09:00	2.61928	-67.49382
09/Jul	18:20	2.59284	-67.76536
09/Jul	18:30	2.58284	-67.32568
09/Jul	18:40	2.72238	-72.09846
09/Jul	19:00	2.62293	-68.21625
09/Jul	19:10	2.61139	-68.67879
09/Jul	19:20	2.63437	-69.09287
09/Jul	19:30	2.60938	-62.29485
09/Jul	20:10	2.64322	-71.28425
09/Jul	20:20	2.61298	-62.27674

6.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

No presente ponto deste capítulo serão compilados todos os resultados obtidos, designados nos pontos anteriores e também no capítulo 5, com vista a avaliar eventual a perda de sintonia do TMD em função da temperatura.

No ponto anterior foram obtidos os pontos relativos ao desfaseamento entre o tabuleiro e o TMD traduzidos por uma frequência e um ângulo de fase que aqui foram juntados com as curvas de fase obtidas no capítulo anterior, para o TMD sintonizado e para uma variação de frequência natural da estrutura de $\pm 5\%$. A Figura 6.17 mostra estes valores, nos quais é perceptível a inserção de mais de 98% dos pontos retirados entre a curva de fase relativa ao TMD sintonizado e relativa a uma variação da estrutura de $\pm 5\%$.

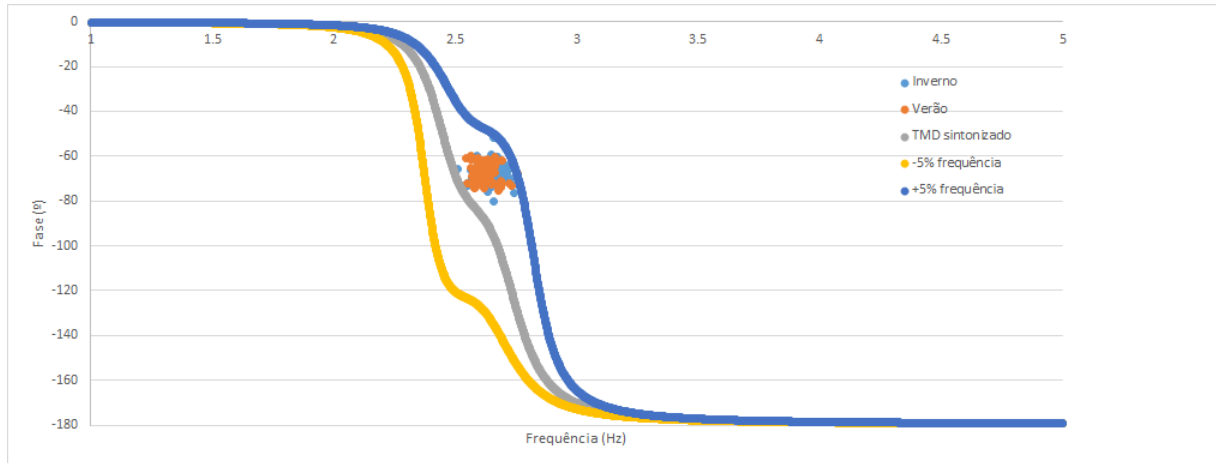


Fig. 6.17 - Compilação dos resultados obtidos com curvas de fase de TMD sintonizado e variação da frequência da estrutura em $\pm 5\%$

Assim, em jeito de conclusão, é visto que a temperatura é responsável pela variação diária das frequências naturais da estrutura estimadas entre 2.60Hz e 2.65Hz, tendo como repercussão a mudança de eficiência do respetivo TMD que controla o terceiro modo de vibração. É de constatar o facto que os TMDs foram sintonizados para uma frequência de 2.65Hz o que significa que haverá situações do dia em que o TMD está otimamente sintonizado (pontos do gráfico mais próximos da curva de fase com TMD sintonizado) e haverá outras situações do dia em que haverá uma dessintonização refletida como perda de eficiência por parte do TMD (situações em que os pontos estão mais próximos da curva de fase a azul), estando essa perda situada entre os 0 e os 10%. De notar que a sintonização do TMD para o controlo deste modo de vibração não é assim tão desajustada uma vez que todos os pontos considerados nos levaram a obter valores acima da curva de fase do TMD sintonizado, e ficou verificado na Figura 5.8 do capítulo anterior, que a perda de eficiência seria de metade do que se fossem medidos pontos abaixo desta mesma curva de fase.

7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

De um modo geral, inserindo o tema das pontes pedonais no âmbito da presente dissertação, convém salientar que a procura de novas formas arquitectónicas mais elegantes têm tido como resultado o nível arrojado dos projetos das pontes pedonais, conjugando a esbelteza e design com a funcionalidade. A exigência estrutural, por sua vez, tem aumentado já que o nível é elevado visto estarmos perante materiais leves, tabuleiros esbeltos, maiores vãos, menor massa e coeficientes de amortecimento baixos, originando uma extrema sensibilidade à ação pedonal, havendo atualmente a necessidade de avaliar as acelerações induzidas pelos peões ao nível do tabuleiro através de documentos como o SÉTRA ou o SYNPEX, onde estão tabelados valores máximos de modo a garantir níveis de conforto humano conforme a importância dada à estrutura em questão.

Pelas questões levantadas no parágrafo anterior o recurso a sistemas de controlo como os amortecedores de massas sintonizadas são, hoje em dia, uma das soluções levadas a cabo pelas mais diferentes entidades competentes à execução e monitorização das pontes, não só como medida de recurso mas também como ferramenta de dimensionamento com vista à criação de propostas cada vez mais arrojadas e desafiadoras do ponto de vista técnico face à ação pedonal. Deste modo, o estudo do capítulo 2 do presente trabalho leva à conclusão de que é indispensável a correta modelação da ação dos peões e do comportamento dinâmico das estruturas com o objetivo do correto dimensionamento dos amortecedores de massas sintonizadas estudados no capítulo 3 e em torno dos quais este estudo tem principal foco.

Assim importa reter que:

- A ação do peão é caracterizada por ter natureza periódica, respondendo sob a forma de ações dinâmicas que por sua vez são caracterizadas pela frequência de passada, pelo que a principal causa de magnitudes elevadas de vibração acontecem quando a frequência de passada dos peões se aproxima da frequência natural de um dado modo de vibração da estrutura levando à ocorrência de fenómenos de ressonância.
- Existe uma proporcionalidade inversa entre a vulnerabilidade da estrutura entrar em ressonância e ao seu baixo amortecimento estrutural, podendo afirmar-se que quanto mais baixo for o seu amortecimento mais vulnerável será a estrutura a uma ação em ressonância
- Deverá ser considerado o efeito da massa adicional dos peões, tanto em repouso como em movimento sobre o tabuleiro, visto ter ficado concluído que esta massa tem uma influência direta no cálculo das frequências e modos de vibração.

- As pontes pedonais devem, ao nível das acelerações do tabuleiro, ser avaliadas quer em projeto quer em serviço de modo a garantir níveis de conforto humano presentes em normas para esse efeito como é o caso do SÉTRA ou SYNPEX. Se não forem cumpridos os requisitos devem eventualmente ser dotados de sistemas de controlo de vibrações de forma a que esse conforto seja garantido.

Após o conhecimento da ação pedonal e dos respetivos limites de segurança, foi no presente estudo avaliada a influência da temperatura no comportamento dinâmico na ponte pedonal da Rabada situada em Santo Tirso. O estudo do comportamento dinâmico desta ponte iniciou-se por conhecer as características geográficas, geométricas e fundamentalmente as propriedades dinâmicas que foram aprofundadas e estabelecidas através de relatórios técnicos do ViBEST, Laboratório de Vibrações e Monitorização de Estruturas da FEUP, que remetem para ensaios efetuados na estrutura. Para além desta documentação foram também usadas medições obtidas através do sistema de monitorização instalado na estrutura composto por 7 acelerómetros e 4 sensores de temperatura com finalidade de perceber o comportamento dinâmico da ponte.

Inicialmente foram caracterizados os TMDs (Tuned Mass Damper's) instalados na ponte pedonal referindo a sua localização, parâmetros dinâmicos e o seu motivo chegando à conclusão que:

- Foram instalados dois TMDs para o controlo de dois modos de vibração. Cada um destes TMDs foi dividido em duas unidades designado por TMDs equivalentes devido a restrições arquitectónicas e de mais fácil execução controlando o primeiro e terceiro modos de vibração, em particular, para as frequências de 1.64 Hz e 2.61Hz, respetivamente.
- Foram calibrados dois modelos teóricos de TMDs com vista à possível comparação do comportamento destes com os resultados obtidos através do sistema de monitorização de modo a avaliar uma possível dessintonização.

Com o presente estudo, centralizado na influência da temperatura no comportamento dinâmico da ponte pedonal de Santo Tirso chegou-se à conclusão que:

- A temperatura é responsável, de uma forma efetiva, pela variação diária das frequências naturais da.
- O presente trabalho teve em conta as frequências relativas ao terceiro modo de vibração para o qual os respetivos TMDs exibem funcionamento satisfatório uma vez que os TMDs para o controlo do primeiro modo de vibração não demonstram atividade.
- Constatou-se que a estrutura está sujeita a variações de frequência natural para o terceiro modo de vibração entre 2.60 Hz e 2.65 Hz, aproximadamente, sendo que desta forma ficou conhecido que haverá alturas do dia em que o TMD se encontra bem sintonizado e haverá outras em que o TMD estará sujeito a alguma perda de eficiência motivada pela variação da frequência natural da estrutura devido à influência da temperatura.

Por fim, através dos gráficos que representam a diferença de fase medida, conclui-se que efetivamente o TMD grande parte das vezes está sintonizado para uma frequência acima do que deveria estar. Por um lado, devido às oscilações diárias das frequências naturais da estrutura, e por outro, porque a sintonização dos TMDs associados ao terceiro modo foi feito para uma frequência de 2.65Hz, ligeiramente acima daquela que é frequentemente observado pelo sistema de monitorização.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Os objetivos do presente trabalho foram cumpridos, porém existem alguns aspetos passíveis de serem analisados em trabalhos futuros.

Com as limitações de tempo inerentes a esta dissertação, apenas foi estudada a influência da temperatura referente ao terceiro modo de vibração, podendo num futuro estudo ser estudado ao nível dos primeiro e segundo modos de vibração também assim como feita a modelação de grupos de peões de modo a verificar a resposta estrutural perante diferentes frequências naturais.

Num futuro estudo seria também pertinente avaliar outras pontes pedonais de modo a concluir e corroborar a influência da temperatura na variação das frequências naturais das estruturas motivando assim diferentes comportamentos dinâmicos perante a ação pedonal.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Moutinho, C., *Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 1998.
- [2] Živanović, S., Pavic, A., and Reynolds, P., *Vibration serviceability of footbridges under humaninduced excitation: A literature review*. Journal of Sound and Vibration, 2005, 279(1-2): p. 1-74, Elsevier.
- [3] Alves, R., *Comportamento dinâmico de pontes sob a acção pedonal*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [4] Cruz, A., *Análise preliminar do comportamento dos TMDs instalados na ponte pedonal sobre o Rio Ave em Santo Tirso*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2013.
- [5] Bachmann, H. and Ammann, W., *Vibrations in structures: induced by man and machines (Third Edition)*. International Association for Bridge and Structural Engineering, 1987.
- [6] *Human Induced Vibrations of Steel Structures (HIVOSS): Vibrações em Pontes Pedonais - Recomendações Técnicas de Projecto*. Research Fund for Coal and Steel, European Comission, 2008.
- [7] *Technical Guide: Footbridges - Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*. SÉTRA, 2006.
- [8] Clough, R.W. and J. Penzien, *Dynamics of structures* (Third Edition). McGraw Hill, 2003
- [9] Cunha, T., *Controlo predictivo de vibrações sísmicas em estruturas de edifícios através de atuadores de massa ativa*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2012.
- [10] Caetano, E. and Cunha, A., *Ensaio dinâmico da nova ponte pedonal sobre o Rio Ave após construção do "Percurso nas margens do Rio Ave"*. ViBEST, 2011.
- [11] Caetano, E. and Cunha, A., *Ensaio com peões após instalação de TMDs na nova ponte pedonal sobre o Rio Ave em St. Tirso*. ViBEST, 2012.
- [12] Caetano, E. and Cunha, A., *Estudo do comportamento dinâmico da nova ponte pedonal sobre o Rio Ave em St. Tirso*. ViBEST, 2009.
- [13] Rocha, J., *Estudo dinâmico da ponte pedonal da Rabada em Santo Tirso*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2012.

ANEXOS

A1 – DESENHOS DE PROJETO DOS TMDs INSTALADOS NA PONTE PEDONAL DA RABADA

A2 – EXEMPLO DE MEDIÇÕES OBTIDAS NA MONITORIZAÇÃO DO MÊS DE FEVEREIRO DE 2013

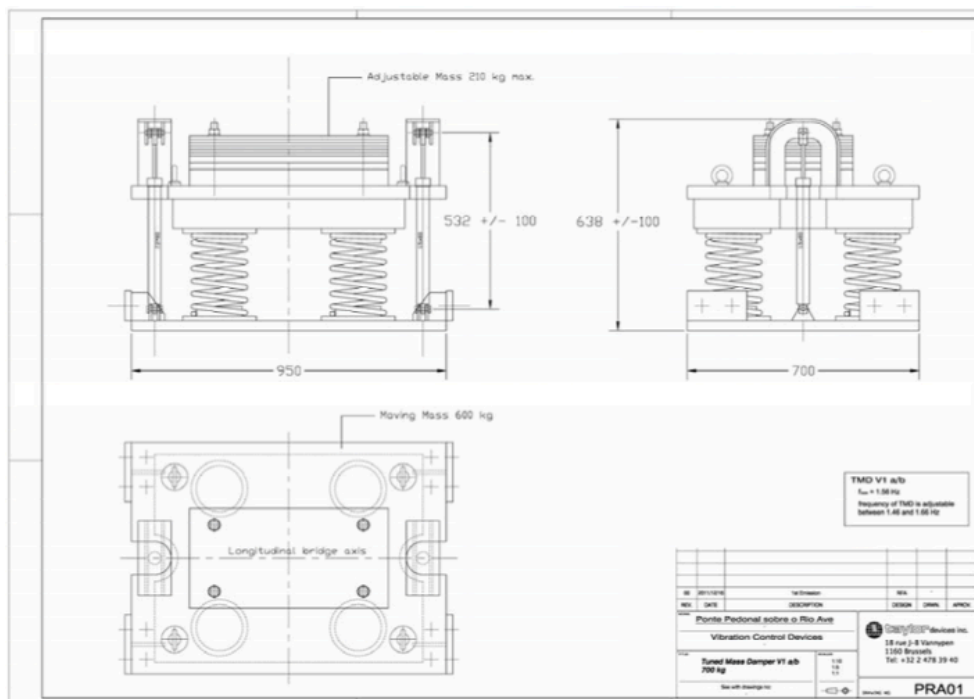
A3 – DIFERENÇA DE ACELERAÇÕES RELATIVAS ENTRE TMD4 E TMD5

A4 – RESULTADOS OBTIDOS PARA INVERNO DE 2013

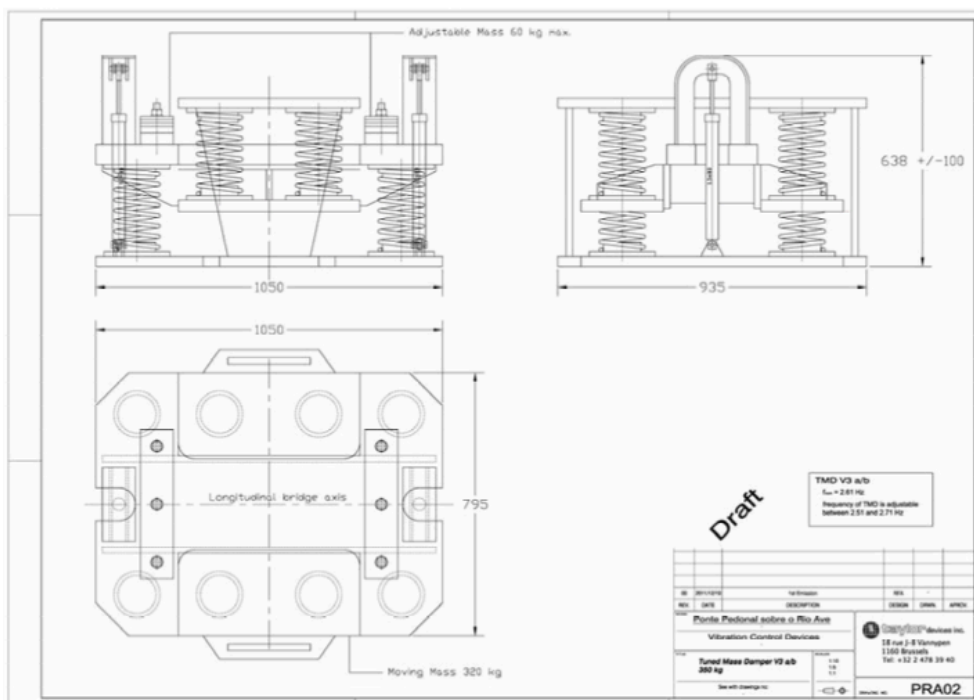
A5 – RESULTADOS OBTIDOS PARA VERÃO DE 2013

A1 – DESENHOS DE PROJETO DOS TMDs INSTALADOS NA PONTE PEDONAL DA RABADA

A1.1 – VISTAS DO TMD1 PROJETADO PELA EMPRESA TAYLOR DEVICES

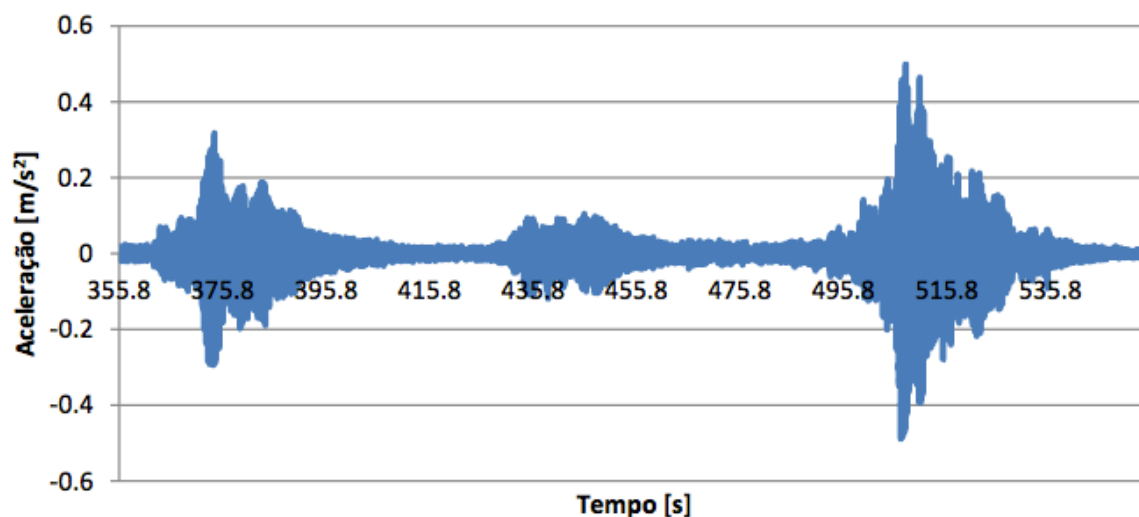


A1.2 – VISTAS DO TMD3 PROJETADO PELA EMPRESA TAYLOR DEVICES

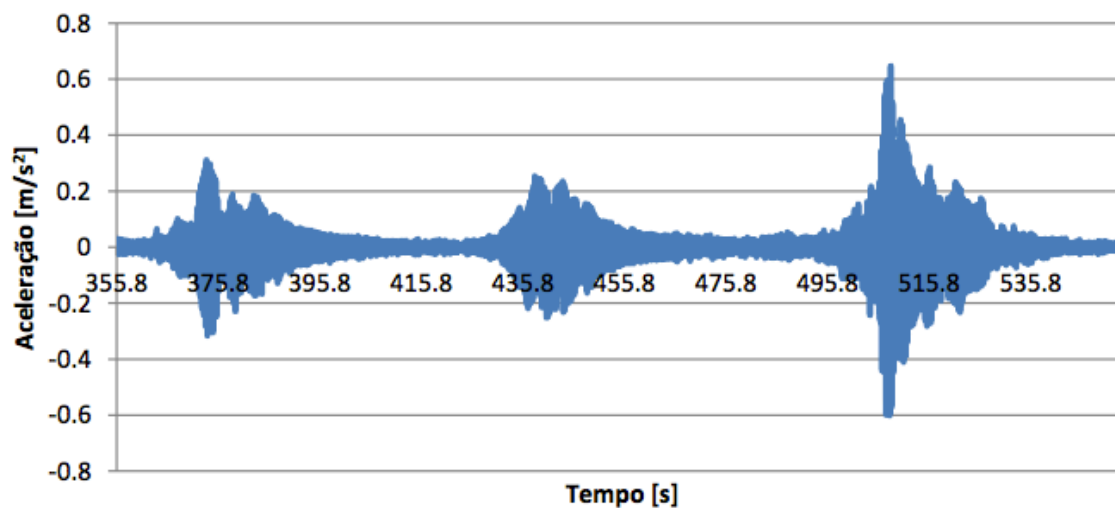


A2 – EXEMPLO DE MEDIÇÕES OBTIDAS NA MONITORIZAÇÃO DO MÊS DE FEVEREIRO DE 2013

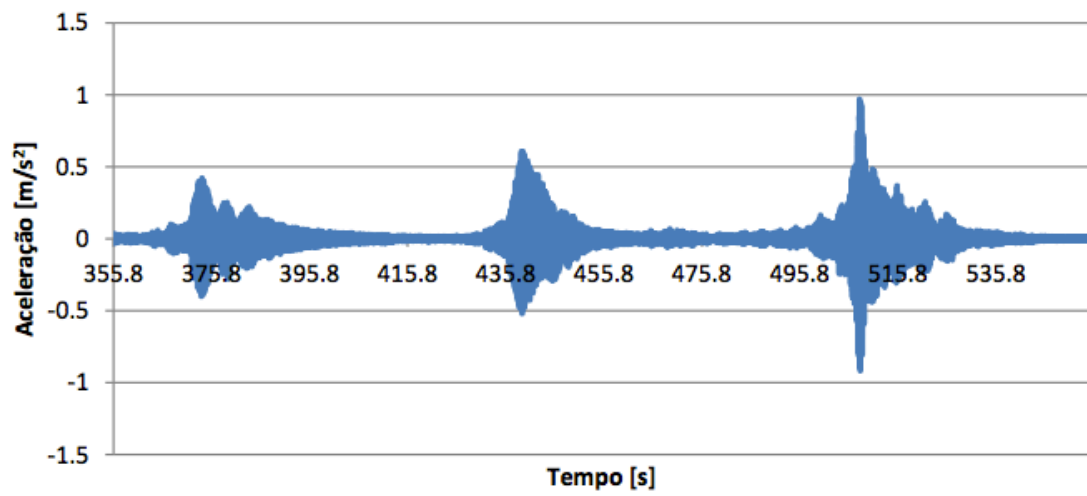
A2.1 – ACELERAÇÕES MEDIDAS ATRAVÉS DO ACELERÓMETRO COLOCADO NO TABULEIRO NA SECÇÃO DE MEIO VÃO



A2.2 – ACELERAÇÕES MEDIDAS ATRAVÉS DO ACELERÓMETRO COLOCADO NO TMD4 NA SECÇÃO DE MEIO VÃO

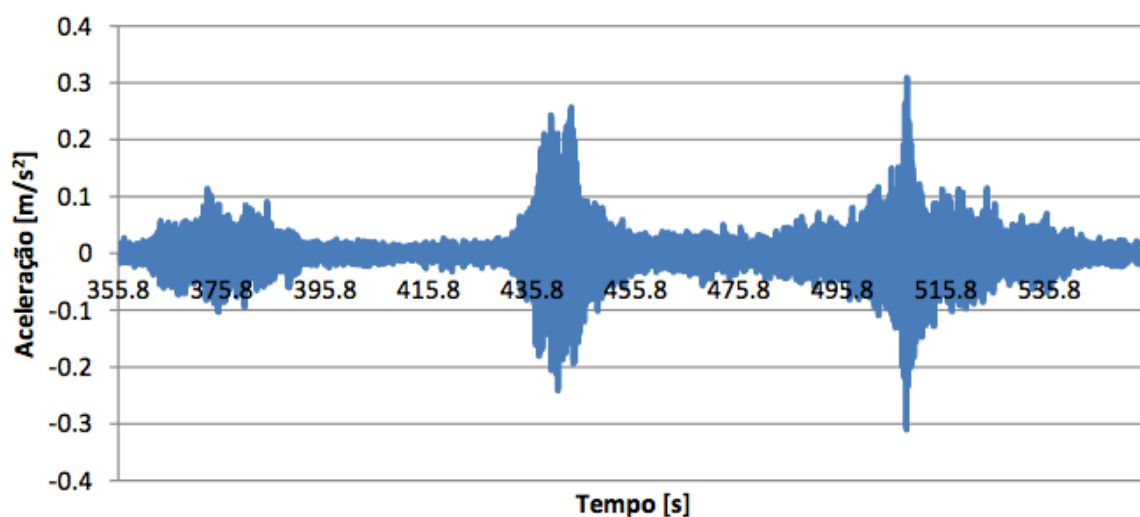


A2.3 – ACELERAÇÕES MEDIDAS ATRAVÉS DO ACELERÓMETRO COLOCADO NO TMD5 NA SECÇÃO DE MEIO VÃO

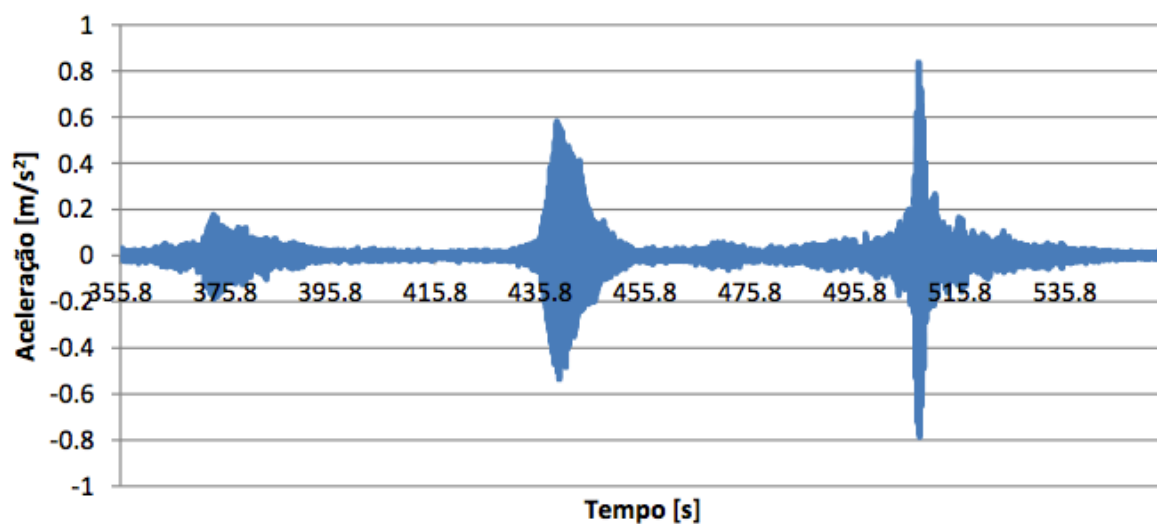


A3 – DIFERENÇA DE ACELERAÇÕES RELATIVAS ENTRE TMD4 E TMD5

A3.1 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS RELATIVAS ENTRE O TMD4 E O TABULEIRO DA SECÇÃO A MEIO VÃO



A3.2 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS RELATIVAS ENTRE O TMD5 E O TABULEIRO DA SECÇÃO A MEIO VÃO



A4 – RESULTADOS OBTIDOS PARA INVERNO DE 2013

Data	Hora	Frequência (Hz)	Ângulo de fase (°)
06/Jan	09:50	2.66667	-64.80000
06/Jan	10:10	2.61044	-65.78313
06/Jan	10:20	2.64901	-64.37086
06/Jan	11:20	2.71318	-64.18605
06/Jan	11:30	2.56410	-66.15385
06/Jan	11:50	2.65487	-66.90265
06/Jan	12:00	2.65487	-66.90265
06/Jan	12:20	2.64550	-68.57143
06/Jan	18:40	2.65957	-70.85106
07/Jan	11:40	2.65487	-70.08850
07/Jan	11:40	2.65306	-66.12245
07/Jan	13:20	2.65957	-80.42553
07/Jan	15:10	2.59434	-66.22642
07/Jan	15:30	2.67176	-60.45802
07/Jan	17:30	2.59067	-65.28497
07/Jan	18:10	2.65957	-51.70213
07/Jan	18:20	2.57143	-65.82857
07/Jan	18:30	2.63158	-68.21053
07/Jan	18:40	2.56410	-60.92308
07/Jan	18:40	2.70270	-68.10811
07/Jan	19:00	2.61628	-62.79070
07/Jan	19:20	2.63158	-67.66917
07/Jan	19:30	2.65487	-68.49558
07/Jan	19:40	2.51142	-65.75342
07/Jan	19:40	2.63158	-75.78947
07/Jan	19:50	2.73973	-76.43836
07/Jan	19:50	2.61194	-65.82090
07/Jan	20:00	2.65487	-63.71681
07/Jan	20:00	2.72727	-72.00000
07/Jan	20:00	2.57143	-65.82857
07/Jan	20:20	2.63158	-71.05263
07/Jan	20:20	2.68456	-67.65101
07/Jan	20:20	2.58621	-65.17241
07/Jan	20:20	2.66667	-67.20000
07/Jan	20:40	2.71318	-69.76744

Data	Hora	Frequência (Hz)	Ângulo de fase (°)
07/Jan	20:50	2.69231	-72.00000
07/Jan	22:00	2.63158	-68.21053
07/Jan	22:20	2.67857	-64.28571
08/Jan	17:50	2.59067	-65.28497
08/Jan	18:30	2.72727	-65.45455
08/Jan	18:40	2.63158	-63.15789
08/Jan	18:50	2.59740	-70.12987
08/Jan	19:00	2.64901	-73.90728
08/Jan	19:00	2.63158	-66.31579
08/Jan	19:00	2.67857	-70.71429
08/Jan	19:10	2.64706	-59.29412
08/Jan	19:10	2.72727	-69.81818
08/Jan	19:30	2.58303	-70.40590
08/Jan	19:40	2.58621	-68.27586
08/Jan	19:50	2.59259	-69.33333
08/Jan	20:00	2.59434	-67.92453
08/Jan	20:10	2.65487	-70.08850
08/Jan	20:10	2.61780	-69.73822
08/Jan	20:10	2.56410	-72.00000
08/Jan	20:30	2.57009	-72.33645
08/Jan	20:30	2.63158	-67.66917
08/Jan	21:50	2.63158	-64.42105
09/Jan	15:00	2.63158	-65.26316
09/Jan	15:20	2.63158	-66.31579
09/Jan	15:20	2.63158	-73.08271
09/Jan	15:30	2.63158	-69.47368
09/Jan	15:40	2.72727	-72.00000
09/Jan	16:00	2.57353	-71.47059
09/Jan	18:30	2.61780	-67.85340
09/Jan	18:40	2.59563	-65.90164
09/Jan	18:40	2.59146	-64.75610
09/Jan	18:50	2.65018	-67.42049
09/Jan	19:10	2.63158	-66.31579
09/Jan	19:20	2.66990	-66.40777
09/Jan	19:30	2.65487	-66.90265
09/Jan	19:40	2.63158	-68.21053
09/Jan	19:40	2.58449	-69.42346

Data	Hora	Frequência (Hz)	Ângulo de fase (°)
09/Jan	19:50	2.64550	-64.76190
09/Jan	20:00	2.59259	-66.66667
09/Jan	20:20	2.70270	-65.67568
09/Jan	20:30	2.71084	-67.22892
09/Jan	20:40	2.63158	-65.75851
10/Jan	10:50	2.57732	-70.51546
10/Jan	15:30	2.65957	-68.93617
10/Jan	15:40	2.63158	-67.66917
10/Jan	17:30	2.60417	-69.37500
10/Jan	17:50	2.60664	-69.95261
10/Jan	18:10	2.64901	-64.37086
10/Jan	18:20	2.65487	-66.90265
10/Jan	18:30	2.61438	-68.23529
10/Jan	18:50	2.63158	-66.31579
10/Jan	18:50	2.63158	-65.26316
10/Jan	19:00	2.67490	-69.62963
10/Jan	19:20	2.60417	-67.50000
10/Jan	19:50	2.60870	-67.30435
10/Jan	20:10	2.59901	-64.15842
10/Jan	21:10	2.58621	-70.34483
11/Jan	09:00	2.57732	-72.37113
11/Jan	11:30	2.60870	-64.17391
11/Jan	11:30	2.57143	-68.91429
11/Jan	12:00	2.60664	-64.83412
11/Jan	18:00	2.59067	-59.68912
11/Jan	18:10	2.55102	-73.46939
11/Jan	18:10	2.57732	-71.75258
11/Jan	18:20	2.63158	-62.25564
11/Jan	18:40	2.59740	-65.45455
11/Jan	19:00	2.58065	-73.16129
11/Jan	19:10	2.56696	-69.91071
11/Jan	19:30	2.66393	-61.96721
11/Jan	19:40	2.67176	-60.45802
11/Jan	20:20	2.63158	-63.15789
12/Jan	09:10	2.60116	-66.58960
12/Jan	10:40	2.63158	-66.31579
12/Jan	11:00	2.67176	-68.70229

Data	Hora	Frequência (Hz)	Ângulo de fase (°)
12/Jan	12:20	2.54902	-72.00000
12/Jan	16:30	2.68817	-61.93548
12/Jan	16:40	2.55682	-71.59091

A5 – RESULTADOS OBTIDOS PARA VERÃO DE 2013

Data	Hora	Frequência (Hz)	Ângulo de fase (°)
07/Jul	08:10	2.67826	-73.94836
07/Jul	09:00	2.62383	-67.49303
07/Jul	08:50	2.59128	-68.09825
07/Jul	18:20	2.61172	-69.29396
07/Jul	18:30	2.64939	-72.83726
07/Jul	19:30	2.56317	-65.28464
08/Jul	08:20	2.56410	-61.53846
08/Jul	08:30	2.67857	-73.92857
08/Jul	17:10	2.68817	-73.54839
08/Jul	17:20	2.67857	-75.14286
08/Jul	17:50	2.68817	-73.54839
08/Jul	19:20	2.65533	-72.18473
08/Jul	19:30	2.58474	-66.17285
08/Jul	19:30	2.62749	-70.93826
08/Jul	19:40	2.61947	-64.92473
08/Jul	19:50	2.66117	-67.29836
08/Jul	20:10	2.68784	-71.28726
08/Jul	20:50	2.62838	-70.83726
08/Jul	21:10	2.63483	-62.29376
08/Jul	21:50	2.62626	-64.20383
08/Jul	22:00	2.60292	-68.30928
08/Jul	22:30	2.54237	-61.01695
09/Jul	08:30	2.57009	-68.97196
09/Jul	08:40	2.56410	-60.00000
09/Jul	08:50	2.73067	-73.28374
09/Jul	09:00	2.61928	-67.49382
09/Jul	18:20	2.59284	-67.76536
09/Jul	18:30	2.58284	-67.32568
09/Jul	18:40	2.72238	-72.09846
09/Jul	19:00	2.62293	-68.21625
09/Jul	19:10	2.61139	-68.67879
09/Jul	19:20	2.63437	-69.09287
09/Jul	19:30	2.60938	-62.29485
09/Jul	20:10	2.64322	-71.28425
09/Jul	20:20	2.61298	-62.27674
09/Jul	21:10	2.64433	-64.28274

Data	Hora	Frequência (Hz)	Ângulo de fase (°)
09/Jul	21:30	2.64333	-66.29384
09/Jul	21:40	2.66743	-63.28375
09/Jul	21:50	2.61093	-64.29237
09/Jul	22:10	2.59087	-62.49383
09/Jul	22:30	2.75591	-68.03150
10/Jul	07:10	2.68817	-61.93548
10/Jul	07:30	2.66330	-63.92834
10/Jul	08:30	2.69238	-62.02948
10/Jul	08:40	2.63938	-65.28474
10/Jul	10:10	2.64234	-66.23253
10/Jul	10:50	2.61628	-62.79070
10/Jul	18:00	2.63294	-63.18275
10/Jul	18:30	2.59283	-60.91894
10/Jul	18:50	2.64928	-63.92983
10/Jul	19:00	2.59282	-67.29248
10/Jul	19:10	2.66282	-60.32774
10/Jul	19:30	2.60285	-71.28274
10/Jul	20:10	2.59283	-72.28485
10/Jul	20:40	2.61812	-74.29229
10/Jul	21:10	2.60011	-72.00000
11/Jul	07:50	2.57228	-73.33432
11/Jul	08:20	2.59992	-70.11938
11/Jul	08:30	2.57224	-67.22735
11/Jul	09:50	2.62292	-64.22845
11/Jul	10:50	2.63949	-66.28382
11/Jul	16:30	2.58938	-61.32733
11/Jul	17:00	2.61133	-63.38271
11/Jul	17:50	2.62023	-62.22496
11/Jul	18:10	2.64204	-69.63846
11/Jul	19:10	2.66532	-62.24283
11/Jul	20:00	2.67232	-61.89328
11/Jul	20:10	2.65284	-64.63284
11/Jul	20:50	2.57833	-74.23230
11/Jul	21:40	2.62213	-62.22392
12/Jul	08:00	2.58722	-68.11314
12/Jul	08:30	2.69224	-72.00000
12/Jul	11:00	2.61132	-64.93833
12/Jul	16:40	2.58223	-73.87243

Data	Hora	Frequência (Hz)	Ângulo de fase (°)
12/Jul	17:20	2.56433	-72.11454
12/Jul	17:40	2.59224	-64.89733
12/Jul	18:40	2.64235	-62.60393
12/Jul	19:00	2.57624	-69.24724
12/Jul	19:50	2.55029	-72.22485
12/Jul	20:10	2.59324	-65.22839
12/Jul	21:00	2.63393	-61.93872
12/Jul	22:20	2.57444	-68.10939
13/Jul	09:30	2.66383	-64.82274
13/Jul	10:10	2.63239	-61.22483
13/Jul	12:00	2.61093	-62.22843
13/Jul	12:20	2.57908	-68.23260
13/Jul	17:10	2.63238	-64.23296
13/Jul	17:40	2.62239	-63.23925
13/Jul	18:40	2.63093	-68.38275